



TUGAS AKHIR -RC14-1501

ALTERNATIF PERENCANAAN PERBAIKAN STRUKTUR PONDASI PADA GUDANG NO.3 PT.AKR CORPORINDO TBK DI MARGOMULYO

DYAH RAHMAWATI
03111440000018

Dosen Pembimbing I :
Musta'in Arif, ST.,MT

Dosen Pembimbing II :
Trihanyndio Rendy Satrya, ST.,MT

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2018



TUGAS AKHIR - RC14-1501

**ALTERNATIF PERENCANAAN PERBAIKAN
STRUKTUR PONDASI PADA GUDANG NO.3
PT.AKR CORPORINDO TBK DI MARGOMULYO**

DYAH RAHMAWATI
03111440000018

Dosen Pembimbing I :
Musta'in Arif, ST.,MT

Dosen Pembimbing II :
Trihanyndio Rendy Satrya, ST.,MT

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2018



FINAL PROJECT - RC14-1501

ALTERNATIVE PLANNING AND IMPROVEMENT OF STRUCTURE FOUNDATION IN WAREHOUSING NO.3 PT. AKR CORPORINDO IN MARGOMULYO

DYAH RAHMAWATI
03111440000018

Academic Supervisor I :
Musta'in Arif, ST.,MT

Academic Supervisor II :
Trihanyndio Rendy Satrya, ST.,MT

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil, Environment and Geo Engineering
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2018

**ALTERNATIF PERENCANAAN PERBAIKAN
STRUKTUR PONDASI PADA GUDANG NO.3
PT.AKR CORPORINDO TBK DI MARGOMULYO**

TUGAS AKHIR

Diajukan untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Bidang Studi Geoteknik
Program Studi S-1 Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

**DYAH RAHMAWATI
NRP. 03111440000018**

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. Mustafin Ariyanto, S.T., M.T. (Pembimbing I)
2. Trihanyndio Rendy Satrya, S.T., M.T. (Pembimbing II)



**SURABAYA
JULI, 2018**

***ALTERNATIF PERENCANAAN PERBAIKAN STRUKTUR
PONDASI PADA GUDANG NO.3 PT. AKR CORPORINDO
DI MARGOMULYO***

Nama Mahasiswa : Dyah Rahmawati
NRP : 03111440000018
Jurusan : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Dosen Pembimbing : Musta'in Arif, S.T., M.T
Trihanyndio Rendy Satrya, S.T., M.T

Abstrak

Gudang No.3 PT. AKR Corporindo Tbk yang terletak di Margomulyo, Surabaya merupakan salah infrastruktur logistik yang digunakan sebagai tempat penyimpanan dan bongkar muat bubuk soda. Gudang tersebut memiliki luas 72 x 32 m². Saat ini, gudang telah mengalami kerusakan akibat adanya perbedaan penurunan (differential settlement) hingga sedalam -20 cm. Hal tersebut diperkirakan disebabkan oleh kondisi tanah dasar yang merupakan tanah lunak dan beban timbunan yang cukup besar. Sebelumnya, pada gudang tersebut telah digunakan tiang pancang sebagai pondasinya, namun penurunan tetap terjadi. Oleh sebab itu akan direncanakan perbaikan pada struktur pondasi dibawah gudang agar penurunan yang terjadi tidak semakin dalam dan merusak struktur atas.

Dalam penelitian Tugas Akhir ini, dilakukan analisis kondisi eksisting gudang untuk mengetahui kondisi keamanan gudang sehingga dapat ditentukan perencanaan yang aman. Sebelumnya, kondisi Gudang yang mengalami kerusakan ini terjadi pada area pondasi tepi Gudang akibat penurunan yang cukup besar pada area tengah Gudang, hal tersebut dapat terjadi karena eksisting Gudang sebelumnya dibuat menyatu antara pelat lantai dengan struktur atas Gudang. Sehingga, dalam perencanaan Tugas akhir ini direncanakan perbaikan struktur pondasi tepi dan dilakukan perencanaan ulang untuk pondasi area

tengah dengan sistem slab on pile, dimana antara pondasi tepi dan pondasi area tengah Gudang dibuat terpisah (dilatasi) sehingga penurunan yang terjadi tidak akan mengakibatkan kerusakan pada struktur atasnya. Perbaikan pada pondasi tepi gudang direncanakan dengan dua alternatif, yaitu pondasi bore pile dan pondasi tiang pancang. Sedangkan untuk perbaikan area tengah gudang direncanakan pondasi tiang pancang grup dengan metode pelaksanaan injection pile. Berdasarkan hasil penelitian dan perencanaan dalam tugas akhir ini, alternatif perencanaan pondasi yang tepat untuk area tepi gudang adalah dengan pondasi tiang pancang persegi berukuran 45cm x 45cm sedalam 28 m. Pemilihan tiang pancang tersebut dikarenakan pelaksanaannya lebih mudah dan tepat untuk lokasi tersebut serta lebih hemat secara biaya dibandingkan dengan pondasi bored pile. Sedangkan untuk area tengah gudang, diperlukan sebanyak 612 tiang pancang persegi dengan ukuran 25cm x 25cm sedalam 28 m untuk dapat memikul beban timbunan bubuk soda setinggi 7m. Dan setelah dikontrol over all stability menggunakan program plaxis 8.2 didapatkan nilai SF 1,84 > 1,5 sehingga perencanaan tersebut sudah memenuhi faktor keamanan yang diijinkan.

Dan berdasarkan hasil perhitungan RAB yang dibutuhkan untuk memperbaiki struktur pondasi gudang PT. AKR Corporindo Tbk, diperlukan biaya total seluruh perbaikan sebesar Rp. 18.493.007.979,22 .

Kata kunci : Pondasi, Bored Pile, Tiang Pancang, Tanah Lunak, Margomulyo

**ALTERNATIVE PLANNING AND IMPROVEMENT OF
STRUCTURE FOUNDATION IN WAREHOUSING NO.3
PT. AKR CORPORINDO IN MARGOMULYO**

Name : Dyah Rahmawati
NRP : 03111440000018
Department : Civil Engineering FTSLK-ITS
Supervisor : Musta'in Arif, S.T., M.T
Trihanyndio Rendy Satrya, S.T., M.T

Abstract

Warehouse No.3 PT. AKR Corporindo that located in Margomulyo, Surabaya is one of the logistics infrastructure used as storage and unloading of soda powder. The warehouse has an area of 72 x 32 m². Currently, the warehouses have been damaged due to the differential settlement to as deep as -20 cm. This is thought to be due to the basic soil conditions which are soft soils and large embankment loads. Previously, in the warehouse has been used pile as its foundation, but the decline still occurs. Therefore it will be planned improvements on the foundation structure under the warehous, so that the decline is not deeper and damage the upper structure.

In this Final Project, analysis of the existing condition of warehouse to know the condition of the security of the warehouse so that it is safe when done the repair. The method of improvement used in the writing of this final projectis is create a separate warehouse edge foundation with the foundation of the central area of the warehouse, where for the warehouse edge foundation is planned with two alternatives, bored pile and pile foundation. As for the improvement of the central area of the warehouse is planned with pile group foundation with pile injection system. Based on the results of research and planning in this final project, the alternative of proper foundation planning for warehouse edge area is with square pile foundation measuring 45cm x 45cm as deep as 28 m. Selection of this alternatif is because the

implementation is easier and appropriate for the location and more cost-effective compared to the foundation of bored pile. As for the central area of the warehouse, it takes as many as 612 square piles with size 25cm x 25cm as deep as 28 m to be able to shoulder the burden of soda powder pile as high as 7m. And after controlled over all stability using plaxis 8.2 program obtained the value of SF $1.84 > 1.5$ so that the planning already meet the permitted security factors.

And based on the calculation of RAB needed to improve the foundation structure of the warehouse PT. AKR Corporindo Tbk, the total cost of all repairs is Rp. 18.493.007.979,22.

Keywords: Foundation, Bored Pile, Piling, Soft Soil, Margomulyo

KATA PENGANTAR

Segala puji bagi Allah yang telah melimpahkan berkat dan rahmat-Nya, sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul **“Alternatif Perencanaan Perbaikan Struktur Pondasi pada Gudang No.3 PT. AKR Corporindo Tbk di Margomulyo”**. Tugas akhir ini disusun untuk memenuhi salah satu syarat menyelesaikan Pendidikan Strata Satu (S1) Teknik di Departemen Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya.

Penulis mengucapkan banyak terimakasih kepada semua pihak yang telah membantu penyelesaian tugas akhir ini, baik berupa bimbingan, semangat, maupun dukungan finansial yang telah diberikan kepada penulis. Khususnya kepada :

1. Musta'in Arif, S.T., M.T selaku dosen pembimbing I yang dengan sabra telah memberikan bimbingan dan ilmunya kepada penulis.
2. Trihanyndio Rendy Satrya ST., M.T., selaku dosen pembimbing II yang telah memberi bimbingan dan banyak masukan demi kesempurnaan tugas akhir ini.
3. Orangtua penulis, Etiningsih dan Suranto, atas segala dukungan yang telah diberikan kepada penulis.
4. Dosen - dosen pengajar di Departemen Teknik Sipil yang telah memberikan ilmu serta bimbingannya selama masa perkuliahan di Teknik Sipil ITS.
5. Kakak – kakak penulis, Yeni Mardiana, Agung Dwi H, S. Nur Indah, dan Ade Nursadi yang selalu mendoakan dan memberikan semangat kepada penulis.
6. Teman-teman S1 Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember khususnya angkatan 2014, yang selalu menjadi tempat berbagi motivasi, ilmu dan pengalaman.

Akhir kata, Penulis menyadari bahwa Tugas Akhir ini masih jauh dari kesempurnaan. Oleh sebab itu, dengan senang hati.

Penulis akan menerima kritik dan saran yang membangun. Semoga kritik dan saran dapat menjadi bekal dan pertimbangan untuk penelitian selanjutnya. Semoga Tugas akhir ini dapat bermanfaat, tidak hanya bagi penulis tetapi juga bagi semua pihak

Surabaya, Juli 2018

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL.....	i
LEMBAR PENGESAHAN...Error! Bookmark not defined.	
Abstrak.....	v
Abstract.....	vii
KATA PENGANTAR.....	ix
DAFTAR ISI.....	xi
DAFTAR GAMBAR.....	xv
DAFTAR TABEL.....	xix
DAFTAR LAMPIRAN	xxi
BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah.....	8
1.3 Tujuan Tugas Akhir	8
1.4 Manfaat	9
1.5 Batasan Masalah	9
1.6 Ruang Lingkup	9
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	11
2.1 Tanah Lunak	11
2.2 Korelasi SPT	12
2.3 Permodelan Struktur	16
2.4 Perencanaan Pondasi Dalam	16
2.4.1 Perencanaan Tiang Pancang.....	16
2.4.2 Daya Dukung Tiang	17
2.4.3 Daya Dukung Tiang Pancang.....	19
2.4.4 Daya Dukung Tiang Group.....	22

2.4.5	Kontrol Tiang Pancang.....	24
2.5	Penurunan pada Tanah Lunak.....	30
2.5	Ketentuan untuk Peninjauan Perbedaan Penurunan.....	31
2.6	Penurunan pada Bangunan.....	33
2.6.1	Penurunan merata (<i>Uniform Settlement</i>)	33
2.6.2	Penurunan Tidak Merata	34
2.7	Program Bantu	35
BAB III METODOLOGI PENELITIAN		37
3.1	Diagram Alir Perencanaan	37
3.2	Studi Literatur	38
3.3	Pengumpulan Data	39
3.6	Perencanaan Pondasi.....	40
3.8	Metode Pelaksanaan.....	40
3.9	Kesimpulan dan Saran	40
BAB IV ANALISA DATA DAN PERENCANAAN		41
4.1	Data Tanah	41
4.1.1	Sumber data tanah	41
4.1.2	Hasil pengujian Borlog dan SPT	41
4.1.3	Koreksi Terhadap N-SPT	44
4.1.4	Parameter fisis tanah	49
4.2	Data Spesifikasi Bahan	49
4.3	Analisis Kondisi Eksisting Tiang Pancang	51
4.3.1	Daya Dukung Pondasi	51
4.3.2	Kontrol Kondisi Tiang Pancang	61
4.4	Analisis Stabilitas Eksisting Menggunakan Program PLAXIS 8.2.....	68

BAB V PEMBAHASAN	73
5.1 Analisis Pembebanan	73
5.1.1 Penentuan Titik Jepit.....	73
5.1.2 Hasil Analisa Struktur	74
5.2 Perencanaan Pondasi Tepi	75
5.2.1 Pondasi Tiang Pancang	76
5.2.2 Perencanaan Pilecap.....	92
5.2.3 Perencanaan Tiang Bor	97
5.3 Perencanaan Pondasi Tengah.....	111
5.3.1 Perencanaan Tiang Pancang.....	111
5.3.2 Perencanaan Tulangan Pelat.....	131
5.3.3 Perencanaan Tulangan Pilecap.....	140
5.3.4 Kontrol Stabilitas Gudang.....	143
5.3.5 Perhitungan Penurunan Gudang Area Tengah secara Konvensional.....	154
5.4 Metode Pelaksanaan Perbaikan.....	160
5.4.1 Detail Pekerjaan	160
5.4.2 Pekerjaan Tiang Pancang	161
5.4.3 Kontrol Kualitas	163
5.4.4 Pekerjaan Pile Cap	164
5.5 Perhitungan Biaya Perbaikan	165
5.5.1 Analisa Harga Satuan Pekerjaan	165
5.5.2 Analisa Volume Pekerjaan	170
5.5.3 Rencana Anggaran Biaya	171
5.5.4 Analisa Hasil Perencanaan	172

BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	173
6.1 Kesimpulan	173
6.2 Saran	175
DAFTAR PUSTAKA	177
LAMPIRAN	
BIODATA PENULIS	

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Peta Lokasi Gudang PT. AKR Margomulyo Surabaya	1
Gambar 1. 2 Dinding dan Lantai Bagian Kanan Miring	3
Gambar 1. 3 Dinding dan Kolom Gudang Mengalami Tekuk dan Miring	3
Gambar 1. 4 Akibat Penurunan Gudang yang Tidak Merata	4
Gambar 1. 5 Crack Memanjang pada Dinding Bawah Dekat Pondasi.....	4
Gambar 1. 6 Layout Pengukuran Topografi.....	6
Gambar 1. 7 Hasil Pengukuran pada Potongan C-C	6
Gambar 2. 1 Mekanisme transfer beban pondasi tiang	18
Gambar 2. 2 Koefisien Dasar Tiang α (Decourt & Quaresma,1978; Decourt dkk,1996)	22
Gambar 2. 3 Koefisien Selimut Tiang β (Decourt & Quaresma,1978; Decourt dkk,1996)	22
Gambar 2. 4 Efisiensi Tiang Grup	23
Gambar 2. 5 Posisi Titik Jepit pada Tiang Pancang	24
Gambar 2. 6 Koefisien Variasi (f) untuk Tiang Pancang Akibat Beban Lateral.....	26
Gambar 2. 7 Koefisien untuk Tiang Pancang Akibat Beban Lateral Kondisi II.....	27
Gambar 2. 8 Defleksi Tiang Berdasarkan Perletakannya.....	28
Gambar 2. 9 Penurunan Elastis	30
Gambar 2. 10 Sketsa Perbedaan Penurunan (Differential Settlement)	35
Gambar 3. 1 Diagram Alir Penulisan Tugas Akhir	38
Gambar 4. 1 Grafik Hubungan Antara N-SPT terhadap Kedalaman	42
Gambar 4. 2 Konsistensi Lapisan Tanah.....	43
Gambar 4. 3 Detail Tiang Pancang Beton di Lapangan	50
Gambar 4. 4 Grafik Daya Dukung Tiang Pancang Existing	60
Gambar 4. 5 Permodelan Kondisi Existing Gudang di Plaxis.....	68
Gambar 4. 6 Parameter Kolom Komposit 40cm x 70cm	69

Gambar 4. 7 Parameter Pelat Lantai	70
Gambar 4. 8 Parameter Tiang Pancang Eksisting ukuran 25cm x 25cm.....	70
Gambar 4. 9 Parameter Rangka Baja WF 500.200.....	71
Gambar 4. 10 Grafik Hubungan <i>Immediate Settlement</i> Akibat Beban Bangunan Atas dan Timbunan Bubuk	71
Gambar 5. 1 Grafik Daya Dukung Ijin Tiang Pancang	80
Gambar 5. 2 Konfigurasi Tiang Pancang Tepi	82
Gambar 5. 3 Perencanaan <i>Pilecap</i>	92
Gambar 5. 4 Grafik Daya Dukung Tiang <i>Bored Pile</i> D 45cm ..	104
Gambar 5. 5 Hasil Output PCA-Column untuk <i>Bored Pile</i> Diameter 1200 mm	106
Gambar 5. 6 Grafik Perbandingan Nilai Daya Dukung Tiang Pancang dengan <i>Bored Pile</i>	110
Gambar 5. 7 Peta Respon Spektra percepatan 0,2 detik (Ss) di Batuan Dasar (SB)	114
Gambar 5. 8 Peta Respon Spektra Percepatan 1,0 detik (S1) di Batuan Dasar (SB)	115
Gambar 5. 9 Grafik Daya Dukung Injeksi Tiang Pancang	123
Gambar 5. 10 Konfigurasi Tiang Pancang Area Tengah Gudang	124
Gambar 5. 11 Penampang Pile Cap	131
Gambar 5. 12 Pelat Kantilever pada Gudang	136
Gambar 5. 13 Gambar Permodelan dengan PLAXIS	144
Gambar 5. 14 Input Parameter Tanah.....	145
Gambar 5. 15 Input Parameter Pelat Lantai	148
Gambar 5. 16 Input Parameter Tiang Pancang.....	150
Gambar 5. 17 Input beban bubuk soda setinggi 3 m (3,6 t/m ²).151	
Gambar 5. 18 Total displacement 11,24 mm untuk Tinggi Bubuk Soda 3m.....	151
Gambar 5. 19 Displacement 11,27 mm pada Pelat Lantai untuk Tinggi Bubuk Soda 3m.....	151
Gambar 5. 20 Hubungan Tinggi Bubuk Soda dengan Penurunan yang Terjadi pada Tiang Pancang	153
Gambar 5. 21 <i>Consolidation Settlement</i> tiang grup.....	155

Gambar 5. 22 Distribusi Beban Area Tengah Gudang.....156

"Halaman sengaja dikosongkan"

DAFTAR TABEL

Tabel 1. 1 Koordinat Boring & SPT Gudang 3 PT. AKR Margomulyo Surabaya	5
Tabel 2. 1 Korelasi N-SPT dan Konsistensi Tanah	11
Tabel 2. 2 Representatif Nilai γ_d dan γ_{sat}	13
Tabel 2. 3 Konsistensi Tanah untuk Tanah Dominan Lanau dan Lempung	14
Tabel 2. 4 Pedoman Memprakirakan Harga ϕ Dari Harga N_{SPT} untuk Tanah Dominan Pasir (Dari Teng, 1962)	14
Tabel 2. 5 Perkiraan Harga ϕ Untuk Tanah Kohesif	15
Tabel 2. 6 Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah	15
Tabel 2. 7 Poisson's Ratio	16
Tabel 2. 8 Toleransi <i>Differential Settlement</i> untuk Struktur	31
Tabel 4. 1 Hasil Perhitungan Koreksi Data NSPT	45
Tabel 4. 2 Resume Data Tanah	49
Tabel 4. 3 Spesifikasi Tiang Pancang Area Tepi dan Tengah Gudang	50
Tabel 4. 4 Perhitungan Daya Dukung Ijin (Aksial-Tekan) Tiang Pancang Eksisting (30cm x 30cm)	53
Tabel 4. 5 Perhitungan Daya Dukung Ijin (Aksial-Tekan) Tiang Pancang Eksisting Berdasarkan Harga SPT	57
Tabel 4. 6 Cek Kapasitas Daya Dukung Tiang Akibat Beban Vertikal	61
Tabel 4. 7 Resume Kontrol Defleksi Akibat Gaya Lateral	65
Tabel 4. 8 Hasil Analisis Penurunan pada Kondisi Eksisting	72
Tabel 5. 1 <i>Joint Reaction Asumsi Jepit</i>	75
Tabel 5. 2 Perbandingan Nilai Q_{ijin}	76
Tabel 5. 3 Susunan Tiang Pancang	83
Tabel 5. 4 Kontrol Gaya Maksimum 1 Tiang terhadap Q_{ijin}	84
Tabel 5. 5 Daya Dukung Tiang Grup	85
Tabel 5. 6 Resume Kontrol Defleksi Akibat Gaya Horizontal	88
Tabel 5. 7 Defleksi dan momen pada tiang	92
Tabel 5. 8 Hasil Perhitungan Tulangan Pile Cap Tepi	97
Tabel 5. 9 Harga Q_p dengan Berbagai Variasi Diameter	98

Tabel 5. 10 Rekapitulasi Perhitungan Qp dan Qs dengan D=0,4 m	100
Tabel 5. 11 Rekapitulasi Perhitungan Qp dan Qs dengan D=0,45m	101
Tabel 5. 12 Rekapitulasi Perhitungan Qp dan Qs dengan D=0,45m	102
Tabel 5. 13 Rekapitulasi Perhitungan Qp dan Qs dengan D=0,45m	103
Tabel 5. 14 Resume Perbandingan Kebutuhan Tiang <i>Bored Pile</i> dengan Tiang Pancang	111
Tabel 5. 15 Koefisien Situs, Fa	115
Tabel 5. 16 Koefisien Situs, Fv	115
Tabel 5. 17 Daya Dukung Ijin (Aksial-Tekan) Tiang Pancang untuk Area Tengah	118
Tabel 5. 18 Hasil Perhitungan Kombinasi Tiang Pancang 25cmx25cm dan 30cmx30cm	125
Tabel 5. 19 Kontrol Daya Dukung Tiang Grup	127
Tabel 5. 20 Defleksi dan Momen pada Tiang	130
Tabel 5. 21 Hasil Perhitungan Tulangan Pelat 30 cm	135
Tabel 5. 22 Hasil Perhitungan Tulangan Pelat 30 cm	140
Tabel 5. 23 Hasil Resume Kebutuhan Tulangan Pile Cap	143
Tabel 5. 24 Parameter Data Tanah	146
Tabel 5. 25 Tahapan Pembebanan	150
Tabel 5. 26 Hasil Analisa <i>Immediate Settlement</i> Tiang Pancang dengan Program PLAXIS 8.2	154
Tabel 5. 27 Data Tanah untuk Perhitungan <i>Settlement</i> <i>Consolidation</i>	157
Tabel 5. 28 Penurunan Konsolidasi Tiang Grup pada Pondasi Area Tengah	159
Tabel 5. 29 Analisa Harga Satuan Pokok Pekerjaan	166
Tabel 5. 30 Analisa Volume Pekerjaan	170
Tabel 5. 31 Tabel Rincian RAB	171

DAFTAR LAMPIRAN

Tabel I. 1 Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Tepi 45cmx45cm.....	Error! Bookmark not defined.
Tabel I. 2 Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang 25cmx25cm (Tengah).....	Error! Bookmark not defined.
Tabel I. 3 Tabel Titik Borlog BH-1	Error! Bookmark not defined.
Tabel I. 4 Tabel Resume Parameter Mekanis Tanah.....	Error! Bookmark not defined.
Gambar I. 1 Spesifikasi Tiang Pancang Persegi	Error! Bookmark not defined.
Gambar I. 2 Layout Pengukuran Gudang...	Error! Bookmark not defined.
Gambar I. 3 Hasil Pengukuran pada Potongan A-A dan Potongan B-B.....	Error! Bookmark not defined.
Gambar I. 4 Hasil Pengukuran pada Potongan C-C	Error! Bookmark not defined.
Gambar I. 5 Kontur Momen Akibat Beban Mati dan Tambahan (Mamx= 45,561 kNm)	Error! Bookmark not defined.
Gambar I. 6 Permodelan Slab On Pile dengan Program SAP2000	Error! Bookmark not defined.
Gambar I. 7 Hasil Output Momen pada Pelat Lantai	Error! Bookmark not defined.

“Halaman sengaja dikosongkan”

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

PT. AKR Corporindo Tbk merupakan salah satu perusahaan logistik dan *supply chain* terkemuka yang bergerak dibidang perdagangan, distribusi bahan kimia perminyakan dan kimia dasar seperti *caustic soda*, *sodium sulfat*, *PVC resin* dan *soda ash*. Sejak tahun 1980 an, perusahaan ini telah membangun infrastruktur logistik seperti terminal-terminal tangki dan gudang-gudang massal untuk menyimpan dan mendistribusikan bahan-bahan kimia dasar di beberapa pelabuhan besar di Indonesia. Salah satu infrastruktur logistik PT.AKR Corporation Tbk yang berada di Indonesia terletak di kawasan industri Margomulyo Surabaya Barat yang berupa gudang penyimpanan. Lokasi gudang tersebut seperti terlihat pada Gambar 1.1.



Gambar 1. 1 Peta Lokasi Gudang PT. AKR Margomulyo Surabaya

(Sumber : *Google Earth*, 2017)

Gudang PT. AKR Corporindo Tbk yang berada di Surabaya terdiri dari 3 bangunan gudang yang saling berjajar, dimana salah satunya yaitu Gudang 3 digunakan sebagai tempat penyimpanan dan operasional bongkar muat bubuk soda. Gudang tersebut berukuran 72 x 32 m dan terbuat dari struktur baja. Berdasarkan Iterim Report PT. Kemitraan ITS, pada gudang 3 tersebut diketahui telah terjadi penurunan (*settlement*) pada salah satu sisinya dan hal tersebut menimbulkan beberapa kerusakan pada struktur lantai, pondasi dan dinding gudang. Apabila hal tersebut diabaikan, dikhawatirkan dapat membahayakan pekerja di dalam gudang, terlebih apabila masih terdapat operasional bongkar muat bubuk soda dengan beban melebihi rencana.

Adanya penurunan tanah pada bangunan gudang tersebut, maka perlu dilakukan penyelidikan, sebab berdasarkan data awal perencanaan Gudang PT. AKR gudang tersebut telah digunakan tiang pancang sebagai pondasi pada tanah dasarnya. Namun pada tahun 2017 didapati adanya penurunan (*settlement*).

Oleh sebab itu dilakukanlah proses penyelidikan untuk mengetahui penyebab terjadinya penurunan. Kemudian, pada Agustus 2017 dilakukan *site survey* dan didapatkan beberapa kondisi akibat penurunan yang terjadi pada gudang, yaitu seperti yang terlihat pada Gambar 1.2 yang menunjukkan telah terjadi kemiringan ke kanan pada permukaan lantai sehingga mengakibatkan dinding dan kolom gudang miring. Selain itu, terjadi tekuk pada kolom baja dan pilar beton seperti ditunjukkan pada Gambar 1.3 dan terjadi *crack* memanjang sepanjang dinding bawah dekat dengan pondasi seperti terlihat pada Gambar 1.4 dan Gambar 1.5. Setelah mengetahui beberapa masalah yang terkait akibat penurunan yang terjadi pada gudang tersebut, maka pihak PT. AKR Corporation Tbk Margomulyo Surabaya meminta untuk dilakukan *soil investigation* dan solusi perbaikan untuk gudang tersebut sehingga gudang dapat dioperasikan seperti biasanya tanpa membahayakan para pekerja.



Gambar 1. 2 Dinding dan Lantai Bagian Kanan Miring
(Sumber : PT. ITS Kemitraan, 2017)



Gambar 1. 3 Dinding dan Kolom Gudang Mengalami Tekuk
dan Miring
(Sumber : PT. ITS Kemitraan, 2017)



Gambar 1. 4 Akibat Penurunan Gudang yang Tidak Merata
(Sumber : PT. ITS Kemitraan, 2017)



Gambar 1. 5 Crack Memanjang pada Dinding Bawah Dekat
Pondasi
(Sumber : PT. ITS Kemitraan, 2017)

Soil investigation atau penyelidikan tanah yang dilakukan yaitu berupa pekerjaan boring dan SPT serta pengukuran. Pekerjaan penyelidikan tanah dilakukan di lokasi yang bermasalah yaitu Gudang 3 PT. AKR Corporindo Tbk Surabaya dengan koordinat titik *soil test* terletak di posisi Gudang 3 seperti pada Tabel 1.1. Pekerjaan Boring dan SPT yang dilakukan adalah sebanyak 1 titik dengan kedalaman sampai -50 m dibawah *original ground level* (OGL). Penyelidikan tanah dilakukan untuk mengetahui karakteristik fisis dan mekanis pada lapisan tanah aktual di bawah dan di sekitar gudang.

Tabel 1. 1 Koordinat Boring & SPT Gudang 3 PT. AKR Margomulyo Surabaya

No. Test	Type Soil Test	X (m)	Y (m)
B1	Boring & SPT	0686342	9199603

Berdasarkan hasil *soil test* yang berupa 1 titik boring dan SPT didapatkan bahwa tanah di sepanjang pengetesan didominasi oleh *Clayed Silt* (lanau lempungan) dengan konsistensi pada kedalaman 0.00 s/d -20.00 m adalah *very soft soil* dengan N_{spt} rata-rata = 1, pada kedalaman -20.00 s/d -35.00 m adalah *medium soil* dengan N_{spt} rata-rata = 14 dan pada kedalaman -35.00 s/d -50.00 adalah *stiff soil* dengan N_{spt} rata-rata = 22. Setelah pekerjaan Boring dan SPT, dilakukan pekerjaan pengukuran untuk memperoleh kondisi aktual geometrik gudang. Hasil dari pengukuran dapat dilihat pada Gambar 1.6 dan Gambar 1.7. Berdasarkan gambar 1.7 tersebut terlihat bahwa penurunan yang terjadi pada gudang tersebut sedalam -20 cm.

[illegible]

Penurunan yang terjadi pada bangunan gudang tersebut merupakan penurunan yang tidak merata (*differential settlement*), dimana penurunan yang tidak merata dapat terjadi akibat adanya

beban timbunan yang cukup besar didalam gudang atau akibat dari daya dukung tanah yang rendah. Oleh sebab itu perlu adanya alternatif perencanaan perbaikan stuktur pondasi Gudang No.3 PT. AKR Corporindo. Perencanaan pondasi pada gudang tersebut akan dibagi menjadi dua area yaitu struktur pondasi pada area tengah gudang dan struktur pondasi tepi gudang.

Perencanaan struktur pondasi area tengah gudang dibuat terpisah dengan struktur pondasi tepi, sehingga jika terjadi penurunan tidak berpengaruh pada struktur atas gudang. Struktur pondasi area tengah gudang akan direncanakan dengan metode *Injection* tiang pancang dengan pertimbangan kondisi tanah dasar merupakan tanah lunak yang cukup dalam dan adanya beban yang cukup besar pada area tengah gudang.

Sedangkan untuk pondasi tepi gudang, karena pada area tepi gudang yang mengalami penurunan tersebut mengakibatkan kerusakan pada struktur kolom dan dindingnya, maka direncanakan perluasan area gudang dengan membuat pondasi baru yang berjarak 1,5m ke arah sisi luar dinding/ pondasi lama. Alternatif pondasi yang akan direncanakan untuk area tepi ini adalah pondasi tiang pancang dan pondasi *bored pile*. Dalam pelaksanaan perbaikan ini perlu diperhatikan metode pelaksanaannya, sebab lokasi gudang terletak pada daerah industri sehingga harus digunakan metode pelaksanaan yang tepat agar tidak menimbulkan kebisingan dan getaran yang dapat merusak bangunan sekitarnya.

Berdasarkan latar belakang diatas, maka dalam Tugas Akhir ini akan membahas tentang analisis kondisi eksisting pondasi pada area tepi dan tengah gudang dan menentukan bagaimana perencanaan struktur pondasi yang tepat untuk area tengah gudang dengan metode pelaksanaa *injection* tiang pancang agar tidak terjadi penurunan lebih dalam, serta menentukan total biaya yang diperlukan dalam perencanaan.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang tersebut maka dapat dirumuskan beberapa permasalahan sebagai berikut :

- 1) Bagaimana analisis kondisi tiang pancang tepi pada eksisting Gudang No.3 PT. AKR Corporindo Tbk Margomulyo, akibat beban timbunan bubuk soda ?
- 2) Bagaimana analisis penurunan dan stabilitas kondisi eksisting Gudang akibat variasi beban timbunan bubuk soda ?
- 3) Bagaimana perencanaan perbaikan struktur pondasi untuk area tepi Gudang?
- 4) Bagaimana perencanaan struktur pondasi untuk area tengah Gudang?
- 5) Bagaimana metode pelaksanaan perbaikan struktur pondasi pada Gudang No.3 PT. AKR?
- 6) Berapa total rencana anggaran biaya yang dibutuhkan untuk melakukan perbaikan pada struktur pondasi gudang tersebut ?

1.3 Tujuan Tugas Akhir

Mendapatkan perencanaan perbaikan struktur pondasi gudang dengan metode pelaksanaan *injection* tiang pancang agar tidak mengganggu lingkungan sekitar.

Detil tujuan :

- 1) Mengetahui kondisi pondasi tiang pancang tepi pada eksisting gudang dan daya dukung pondasi terhadap beban-beban yang diterima oleh pondasi untuk menentukan perencanaan pondasi yang baru.
- 2) Mengetahui besar penurunan dan stabilitas gudang sebelum dilakukan perbaikan.
- 3) Mendapatkan desain perencanaan untuk perbaikan pondasi area tepi gudang.
- 4) Mendapatkan desain perencanaan untuk perbaikan pondasi area tengah gudang.

- 5) Merencanakan metode pelaksanaan yang tepat dengan memperhatikan penurunan serta kenyamanan lingkungan sekitar gudang.
- 6) Mendapatkan total rencana anggaran biaya perbaikan pondasi pada gudang.

1.4 Manfaat

Adapun manfaat dari hasil Tugas Akhir ini adalah menambah ilmu pengetahuan penulis dan mengetahui metode perbaikan perencanaan pondasi pada bangunan yang mengalami penurunan serta mengetahui perencanaan biaya perbaikan pondasi pada Gudang No.3 PT. AKR Corporindo Tbk, Margomulyo, Surabaya.

1.5 Batasan Masalah

Pada Tugas Akhir ini permasalahan dibatasi pada pokok-pokok pembahasan sebagai berikut:

- 1) Tidak melakukan analisis ulang struktur atas dikarenakan beban yang digunakan didapatkan dari data sekunder.

1.6 Ruang Lingkup

Berdasarkan uraian rumusan masalah diatas maka lingkup studi yang akan dikerjakan dalam Tugas Akhir ini antara lain sebagai berikut :

- 1) Melakukan analisis kondisi eksisting tiang pancang akibat beban yang bekerja diatasnya.
- 2) Melakukan analisis perhitungan *settlement* dan stabilitas pada kondisi eksisting akibat variasi beban timbunan bubuk soda dengan menggunakan program PLAXIS 8.2.
- 3) Mengidentifikasi dan menghitung beban-beban yang bekerja pada pondasi yang akan direncanakan.
- 4) Merencanakan alternatif perbaikan pondasi dengan menggunakan tiang pancang dan bored pile untuk pondasi tepi kemudian dipilih yang paling tepat secara kemampuan dan pelaksanaan.

- 5) Merencanakan desain *pilecap* untuk pondasi tepi.
- 6) Kontrol kemampuan tiang pancang dan penurunan tiang.
- 7) Merencanakan alternatif perbaikan pondasi dengan metode *injection* tiang pancang untuk area tengah gudang.
- 8) Merencanakan *pilecap* dengan sistem *slab on pile*.
- 9) Melakukan analisa perhitungan *settlement*, daya dukung tanah dan kontrol *over all stability* area tengah gudang dengan Program Plaxis.
- 10) Merencanakan metode pelaksanaan *injection* tiang pancang untuk perbaikan gudang.
- 11) Menghitung total rencana anggaran biaya yang dibutuhkan untuk perbaikan struktur pondasi Gudang No.3 PT.AKR Corporindo Tbk.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tanah Lunak

Menurut K. Terzaghi, tanah terdiri dari butiran-butiran material hasil pelapukan massa batuan *massive*, dimana ukuran butirannya bisa sebesar bongkahan, berangka, kerikil, pasir, lanau, lempung, dan kontak butirannya tidak tersementasi termasuk bahan organik. Lapisan tanah yang disebut sebagai lapisan tanah yang lunak adalah lempung (*clay*) atau lanau (*silt*) yang mempunyai harga penetrasi standar (SPT) N yang lebih kecil dari 4 atau tanah organik seperti gambut yang mempunyai kadar air alamiah yang sangat tinggi. Selain itu terdapat korelasi antara N -SPT dengan jenis konsistensi tanah yang lain seperti dijelaskan pada Tabel 2.1

Tabel 2. 1 Korelasi N -SPT dan Konsistensi Tanah

Konsistensi tanah	Taksiran harga kekuatan geser undrained, C_u		Taksiran harga SPT, harga N	Taksiran harga tahanan conus, q_c (dari Sondir)	
	kPa	ton/m ²		kg/cm ²	kPa
Sangat lunak (very soft)	0 – 12.5	0 – 1.25	0 – 2.5	0 – 10	0 – 1000
Lunak (soft)	12.5 – 25	1.25-2.5	2.5 – 5	10 – 20	1000 – 2000
Menengah (medium)	25 – 50	2.5 – 5.0	5 – 10	20 – 40	2000 – 4000
Kaku (stiff)	50 – 100	5.0 – 10	10 – 20	40 – 75	4000 – 7500
Sangat kaku (very stiff)	100-200	10 – 20	20 – 40	75 –150	7500 – 15000
Keras (hard)	>200	>20	>40	>150	>15000

(sumber : Mochtar, 2006 ; revised, 2012)

Tanah lempung merupakan jenis tanah berbutir halus dengan ukurannya $< 2\mu$ atau $< 5\mu$ (Mochtar dan Mochtar, 1988). Tanah lempung merupakan tanah kohesif yang memiliki:

1. Nilai kadar air berkisar antara 30% – 50 % pada kondisi jenuh air

2. Angka pori berkisar antara 0,9 sampai dengan 1,4 (Braja M.Das, 1985)
3. Berat volume berkisar antara 0,9 t/m³ sampai dengan 1,25 t/m³ (Braja M.Das, 1985)
4. Spesific Gravity rata – rata berkisar antara 2,70 sampai dengan 2,90.

Tanah lempung memiliki gaya geser yang kecil, kemampuan yang besar, dan koefisien permeabilitas yang kecil. Nilai kekuatan geser tanah lempung lunak ditentukan dari ikatan butiran antar partikel tanah. Tanah lempung lunak merupakan tanah lunak yang mempunyai kadar air yang bervariasi. Apabila tanah lempung lunak diberi beban melampaui daya dukung kritisnya, maka secara langsung akan terjadi pemampatan pada rongga antar partikel tanah dalam jangka waktu yang cukup lama. Karakteristik tanah lempung lunak adalah sebagai berikut :

1. Daya dukung relatif rendah.
2. Pemampatan relatif besar dan berlangsung relatif lama.

Pembangunan konstruksi bangunan di atas tanah lempung lunak dapat menyebabkan beberapa permasalahan yaitu :

1. Beban bangunan yang mampu dipikul oleh tanah dasar relatif terbatas
2. Bangunan akan mengalami penurunan yang relatif besar dan berlangsung relatif lama
3. Bangunan sekitar lokasi pembangunan akan berpotensi mengalami gangguan.

Dari permasalahan di atas, secara teknis tanah lempung bersifat kurang menguntungkan untuk mendukung suatu pekerjaan konstruksi. Hal ini seringkali menjadi kendala dalam pelaksanaan suatu pekerjaan konstruksi.

2.2 Korelasi SPT

Meskipun data tanah yang digunakan berasal dari data sekunder, namun untuk melakukan perencanaan dan analisis perlu dilakukan pengecekan ulang untuk mengetahui keakuratan data-

data tersebut. Nilai SPT dapat digunakan untuk menghitung *friction angle* (ϕ), *relative density* (D_r), kapasitas dukung dan penurunan, kecepatan gelombang geser (v_s) tanah, maupun potensi likuifaksi. Di sisi lain, uji SPT yang sebenarnya dikembangkan untuk tanah berbutir kasar telah diaplikasikan untuk pada tanah berbutir halus untuk memperkirakan *undrained compressive strength* (q_u), *undrained shear strength* (S_u) dan koefisien kompresibilitas volume (mv).

Perkiraan-perkiraan nilai tersebut seperti pada Tabel 2.2 berikut :

Tabel 2. 2 Representatif Nilai γ_d dan γ_{sat}

Type	Soil description	Unit weight range (kN/m ³)	
		Dry	Saturated
Cohesionless	Soft sedimentary (chalk, shale, siltstone, coal)	12	18
	Hard sedimentary (Conglomerate, sandstone)	14	19
Broken rock	Metamorphic	18	20
	Igneous	17	21
Cohesionless	Very loose	14	17
	Loose	15	18
Sands and gravels	Medium dense	17	20
	Dense	19	21
	Very dense	21	22
Cohesionless	Loose		
	Uniformly graded	14	17
Sands	Well graded	16	19
	Dense		
	Uniformly graded	18	20
	Well graded	19	21
Cohesive	Soft – organic	8	14
	Soft – non organic	12	16
	Stiff	16	18
	Hard	18	20

(Sumber : Look, 2007)

Tabel 2. 3 Konsistensi Tanah untuk Tanah Dominan Lanau dan Lempung

Konsistensi tanah	Taksiran harga kekuatan geser undrained, C_u		Taksiran harga SPT, harga N	Taksiran harga tahanan konus, q_c (dari Sondir)	
	kPa	ton/ m ²		kg/cm ²	kPa
Sangat lunak (very soft)	0-12.5	0-1.25	0-2.5	0-10	0-1000
Lunak (soft)	12.5-25	1.25-2.5	2.5-5	10-20	1000-2000
Menengah (medium)	25-50	2.5-5.0	5-10	20-40	2000-4000
Kaku (stiff)	50-100	5.0-10	10-20	40-75	4000-7500
Sangat kaku (very stiff)	100-200	10-20	20-40	75-150	7500-15000
Keras (hard)	> 200	> 20	> 40	> 150	> 15000

(Sumber : Mochtar, 2012)

Taksiran harga sudut geser, berat volume jenuh dan kepadatan relatif menurut Mochtar, 2009 seperti pada Tabel 2.4

Tabel 2. 4 Pedoman Memprakirakan Harga ϕ Dari Harga N_{SPT} untuk Tanah Dominan Pasir (Dari Teng, 1962)

Kondisi kepadatan	Kepadatan relatif, R_d (%)	Perkiraan Harga N_{SPT}	Perkiraan harga, ϕ (°)	Perkiraan berat volume jenuh, γ_{sat} (ton/m ³)
very loose (sangat renggang)	0 s/d 15	0 s/d 4	0 s/d 28	< 1.60
loose (renggang)	15 s/d 35	4 s/d 10	28 s/d 30	1.50 – 2.0
medium (menengah)	35 s/d 65	10 s/d 30	30 s/d 36	1.75 – 2.10
dense (rapat)	65 s/d 85	30 s/d 50	36 s/d 41	1.75 – 2.25
very dense (sangat rapat)	85 s/d 100	> 50	41*	

(Sumber: Mochtar, 2009)

Tabel 2. 5 Perkiraan Harga ϕ Untuk Tanah Kohesif

<i>Type</i>	<i>Soil description</i>	<i>Effective cohesion (kPa)</i>	<i>Friction angle (degrees)</i>
Cohesive	Soft – organic	5-10	10-20
	Soft – non organic	10-20	15-25
	Stiff	20-50	20-30
	Hard	50-100	25-30

(Sumber: Look, 2007)

Nilai modulus young menunjukkan besarnya nilai elastisitas tanah yang merupakan perbandingan antara tegangan yang terjadi terhadap regangan. Nilai ini bisa didapatkan dari Triaxial Test. Nilai Modulus elastisitas (E_s) secara empiris dapat ditentukan dari jenis tanah dan data sondir seperti pada Tabel 2.6

Tabel 2. 6 Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah

Jenis Tanah	E_s (Kg/cm²)
Lempung	
Sangat lunak	3 – 30
Lunak	20 – 40
Sedang	45 – 90
Keras	70 – 200
Berpasir	300 – 425
Pasir	
Berlanau	50 – 200
Tidak padat	100 – 250
Padat	500 – 1000
Pasir dan Kerikil	
Padat	800 – 2000
Tidak padat	500 – 1400
Lanau	20 – 200
Loses	150 – 600
Cadas	1400 – 14000

(Sumber : Bowles, 1997)

Poisson Ratio didefenisikan sebagai perbandingan antara regangan lateral dan longitudinal. Tabel 2.7 di bawah ini merupakan Poisson's Ratio untuk beberapa material :

Tabel 2. 7 Poisson's Ratio

Material	Poisson's ratio ν
Lempung jenuh	0.4 – 0.5
Lempung tak jenuh	0.1 – 0.3
Lempung berpasir	0.2 – 0.3
Lanau	0.3 – 0.35
Pasir padat	0.1 – 1.00
Pasir berkerikil	0.3 – 0.4
Batuan (<i>Rock</i>)	0.1 – 0.4 (agak bergantung jenis batuan)
Tanah lus	0.1 – 0.3
Es	0.36
Beton	0.15 – 0.25

(Sumber: Bowles, 1988)

2.3 Permodelan Struktur

Dalam tugas akhir ini perlu dilakukan permodelan struktur gudang No.3 PT. AKR Corporindo Tbk menggunakan program bantu SAP 2000 untuk mendapatkan besarnya reaksi perletakan. Hasil output permodelan menggunakan SAP 2000 akan digunakan untuk melakukan perencanaan slab on pile pada area tengah gudang.

2.4 Perencanaan Pondasi Dalam

2.4.1 Perencanaan Tiang Pancang

Pondasi tiang pancang (*pile foundation*) adalah suatu bagian dari struktur yang digunakan untuk menerima dan menyalurkan beban dari struktur atas ke tanah yang memiliki daya dukung pada kedalaman tertentu. Pemakaian tiang pancang digunakan sebagai pondasi pada suatu bangunan apabila tanah dasar di bawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung (bearing capacity) yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya, atau apabila tanah keras yang mana mempunyai daya

dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya terletak sangat dalam (Sardjono HS, 1984)

Menurut bahan yang digunakan, pondasi tiang pancang dapat dibedakan menjadi empat jenis yaitu tiang pancang kayu, tiang pancang beton, tiang pancang baja, dan tiang pancang komposit (Sardjono HS, 1984). Jenis yang paling sering digunakan sebagai pondasi permanen adalah pondasi tiang pancang baja dan pondasi tiang pancang beton. Pemakaian jenis tiang pancang bergantung pada beberapa aspek di lapangan, seperti jenis tanahnya atau kebutuhan daya dukung pondasi itu sendiri.

Bila pemakaian pondasi tiang pancang telah ditetapkan, maka dimensi dan panjang tiang pancang perlu dihitung berdasarkan pada beban yang berasal dari bagian konstruksi di atas tanah dengan mempertimbangan kapasitas gaya aksial dan momen pada tiang yang diijinkan.

Perencanaan perhitungan pondasi tiang pancang memiliki beberapa metode perhitungan daya dukungnya, dalam perencanaan tiang pancang pada Tugas Akhir ini akan dibandingkan antara perhitungan dengan Metode Mayerhof dan Bazara dengan Metode Luciano De Court kemudian akan dipilih berdasarkan nilai daya dukung yang paling kecil pada kedalaman tertentu.

2.4.2 Daya Dukung Tiang

Pondasi tiang digunakan untuk mendukung beban apabila lapisan tanah kuat terletak sangat dalam. Mekanisme transfer beban dari pondasi tiang ke tanah dapat dilihat pada gambar berikut :

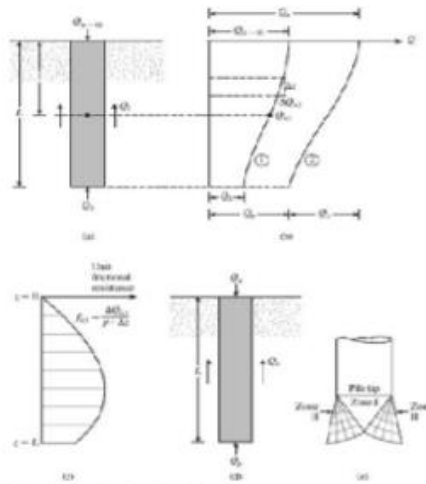


Figure 2.1 Load transfer mechanism for piles

Gambar 2. 1 Mekanisme transfer beban pondasi tiang
(Sumber : Braja M.Das)

Beban yang bekerja pada tiang meningkat dari nol sampai $Q(z=0)$ di permukaan tanah. Sebagian beban diterima oleh tahanan friksi sepanjang tiang, Q_1 dan sebagian lagi diterima oleh tahanan ujung, Q_2 . Dalam kurva 1 pada Gambar 2.7 menunjukkan beban yang dipikul oleh dinding tiang akibat beban $Q(z=0)$ disebarkan kedalaman. Tahanan friksi disebarkan kedalaman dapat ditentukan sebagai berikut :

$$F(z) = \frac{\Delta Q(z)}{(p)(\Delta z)} \quad (2.1)$$

Dimana :

p = keliling dari penampang tiang.

Gambar 2.7 menunjukkan variasi $f(z)$ dengan kedalaman. Jika beban Q dipermukaan berangsur-angsur meningkat, tahanan friksi maksimum sepanjang dinding tiang akan dikerahkan seluruhnya ketika perpindahan relatif antara tanah dengan tiang sekitar 5 sampai dengan 10 mm, terlepas dari ukuran dan panjang

tiang. Bagaimanapun tahanan ujung maksimum $Q_2 = Q_p$ tidak akan tercapai sampai ujung tiang bergerak 10 sampai dengan 25 % lebar tiang (diameter). Pada beban ultimit pada kurva 2 Gambar 2.7, $Q(z=0) = Q_u$, demikian :

$$Q_1 = Q_s \text{ dan } Q_2 = Q_p \quad (2.2)$$

Pada beban ultimit, permukaan keruntuhan dalam tanah terjadi pada ujung tiang (kegagalan daya dukung akibat Q_p) seperti pada Gambar 2.11 e. Pada pondasi tiang keruntuhan pondasi biasanya berbentuk keruntuhan penetrasi. Zona 1 terbentuk di ujung tiang yang menekan tanah kebawah tanpa menimbulkan bidang gelincir lain. Ditanah pasir padat dan lempung kaku, zona geser radial, zona II, sebagian berkembang.

2.4.3 Daya Dukung Tiang Pancang

Perhitungan daya dukung pondasi tiang pancang menggunakan metode konvensional adalah perhitungan daya dukung menggunakan angka keamanan (SF) yang telah ditentukan terlebih dahulu. Angka keamanan yang biasa digunakan adalah 2,5 atau 3. Namun pada perencanaan tugas akhir ini digunakan angka keamanan 3. Dalam penulisan Tugas Akhir ini akan digunakan perhitungan daya dukung tiang pancang Metode Mayerhof dan Bazaara dan Metode Luciano De Courts.

2.4.3.1 Mayerhof dan Bazaara

Nilai NSPT yang didapatkan dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan pondasi tiang pancang. Nilai Nspt tersebut harus dikoreksi terlebih dahulu terhadap muka air tanah dan tegangan *overburden* yang terjadi.

Koreksi terhadap muka air tanah dilakukan khusus untuk tanah pasir halus, pasir berlanau dan pasir berlempung yang berada di bawah muka air tanah dan hanya bila $N > 15$:

- $N_1 = 15 + \frac{1}{2}(N - 15) \quad (\text{Terzaghi \& Peck, 1960})$
- $N_1 = 0,6 N \quad (\text{Bazaara, 1967})$
- *dari kedua hasil tersebut digunakan NSPT terkecil*

Sedangkan untuk jenis tanah lempung, lanau dan pasir kasar serta tanah yang memiliki nilai $N \leq 15$ tidak ada koreksi. Jadi nilai $N_1 = N$.

Hasil dari koreksi 1 (N_1) dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan vertikal efektif (*overburden pressure*) pada lapisan tanah di mana harga N tersebut didapatkan. Harga N_2 harus $\leq 2N_1$. Bila dari koreksi didapat $N_2 > 2N_1$ maka nilai $N_2 = 2N_1$.

Bila $p_0 \leq 7,5 \text{ ton/m}^2$ maka :

$$- N_2 = \frac{4N_1}{1+0,4p_0} \quad (\text{Bazara, 1967})$$

Bila $p_0 > 7,5 \text{ ton/m}^2$ maka :

$$- N_2 = \frac{4N_1}{3,25+0,1p_0} \quad (\text{Bazara, 1967})$$

Apabila p_0 dalam kPa = kN/m², maka perumusannya menjadi :

Bila $p_0 \leq 7,5 \text{ kPa}$ atau $p_0 \leq 0,75 \text{ ton/m}^2$, maka :

$$N_2 = \frac{4N_1}{1+0,4p_0} \quad (\text{Bazara, 1967})$$

Bila $p_0 > 7,5 \text{ kPa}$ atau $p_0 > 0,75 \text{ ton/m}^2$, maka:

$$N_2 = \frac{4N_1}{3,25+0,4p_0'} \quad (\text{Bazara, 1967})$$

Setelah dilakukan koreksi terhadap nilai NSPT, maka selanjutnya dapat dilakukan perhitungan daya dukung tanah untuk tiang pancang menggunakan persamaan Meyerhof sebagai berikut :

$$Q_{ultimate} = Q_{ujung} + Q_{selimut} \quad (2.3)$$

$$Q_{ultimate} = C_n \cdot A_{ujung} + \sum C_{li.Asi} \quad (2.3)$$

$$Q_{ijin} = Q_{ultimate}/SF \quad (2.4)$$

Keterangan :

- C_{li} = hambatan geser selimut tiang pada segmen i (fsi)
 A_{si} = luas selimut tiang pada segmen ke i = $O_i \times h_i$
 O_i = keliling tiang (m)
 $C_{n_{ujung}}$ = 40N
 N = harga rata-rata N_2 pada 4D di bawah ujung sampai dengan 8D di atas ujung tiang
 C_{li} = F_{si} = dimana :
 $N/2$ (ton/m²) untuk tanah lempung atau lanau
 $N/5$ (ton/m²) untuk tanah pasir
 SF = angka keamanan (*safety factor*)

2.4.3.2 Luciano Decourt

$$Q_{ult} = \alpha(q_p \times A_p) + \beta(q_s \times A_s) \quad (2.5)$$

$$Q_p + Q_s = [\alpha x (N_p \times K) \times A_p] + \left[\beta \times \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \times A_s \right]$$

Keterangan :

- Q = daya dukung ultimate (ton)
 Q_p = daya dukung ujung tiang (*end bearing capacity*) (ton)
 Q_s = daya dukung selimut tiang (*skin friction bearing*) (ton)
 N_p = harga rata-rata SPT sekitar 4D diatas hingga 4D dibawah dasar tiang pondasi (B = diameter pondasi)
 K = koefisien karakteristik tanah (kPa)
 12 t/m^2 (=117,7 kPa), untuk lempung
 20 t/m^2 (=196 kPa), untuk lanau lempung
 25 t/m^2 (=245 kPa), untuk lanau berpasir
 40 t/m^2 (=392 kPa), untuk pasir
 A_p = luas penampang dasar tiang (m²)

- As = luas selimut tiang (keliling x panjang tiang yang terbenam) (m^2)
 qp = tegangan di ujung tiang (t/m^2)
 qs = tegangan akibat lekatan lateral (t/m^2)
 α = koefisien dasar tiang
 β = koefisien selimut tiang

Gambar 2. 2 Koefisien Dasar Tiang α (Decourt & Quaresma,1978; Decourt dkk,1996)

Table 2.15 Base coefficient α (Decourt and Quaresma, 1978; Decourt et al., 1996)

Soil/pile	Driven pile	Bored pile	Bored pile (bentonite)	Continuous hollow auger	Root piles	Injected piles (high pressure)
Clay	1.0	0.85	0.85	0.30 ⁺	0.85 ⁺	1.0 ⁺
Intermediate soils	1.0	0.60	0.60	0.30 ⁺	0.60 ⁺	1.0 ⁺
Sands	1.0	0.50	0.50	0.30 ⁺	0.50 ⁺	1.0 ⁺

Note

⁺Conservative values; require validation from further load testing data.

Gambar 2. 3 Koefisien Selimut Tiang β (Decourt & Quaresma,1978; Decourt dkk,1996)

Table 2.16 Shaft coefficient β (Decourt and Quaresma, 1978; Decourt et al., 1996)

Soil/pile	Driven pile	Bored pile	Bored pile (bentonite)	Continuous hollow auger	Root piles	Injected piles (high pressure)
Clay	1.0	0.80	0.90 ⁺	1.0 ⁺	1.5 ⁺	3.0 ⁺
Intermediate soils	1.0	0.65	0.75 ⁺	1.0 ⁺	1.5 ⁺	3.0 ⁺
Sands	1.0	0.50	0.60 ⁺	1.0 ⁺	1.5 ⁺	3.0 ⁺

Note

⁺Conservative values; require validation from further load testing data.

2.4.4 Daya Dukung Tiang Group

Tiang pancang yang direncanakan dalam jumlah lebih dari satu dan disusun dengan memiliki jarak tertentu antar tiangnya, maka dapat dikategorikan sebagai tiang pancang grup. Sebuah tiang pancang dikatakan memiliki daya dukung grup apabila jarak antar tiang adalah $2,5D - 5D$. Apabila jarak antar tiang lebih besar

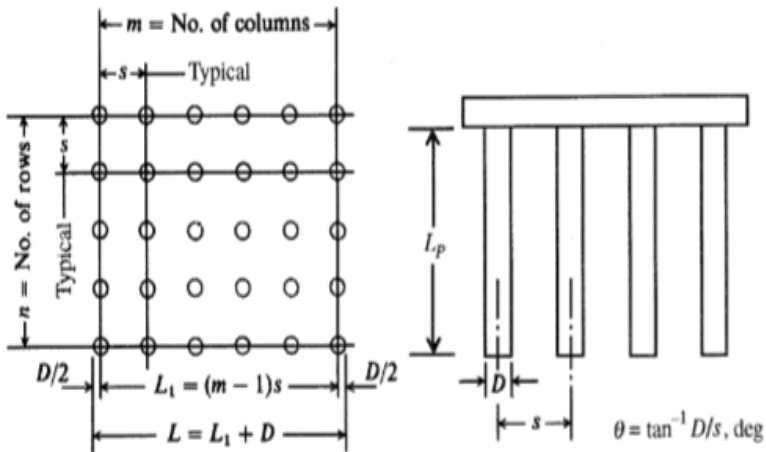
dari 5D, maka tiang tersebut memiliki daya dukung satu tiang atau *single pile*.

Daya dukung satu tiang pancang dalam grup dapat ditentukan dengan mengalikan daya dukung 1 tiang pancang dan efisiensi. Nilai efisiensi tiang pancang grup dapat ditentukan berdasarkan perumusan Converse-Labbare sebagai berikut :

$$Eg = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \quad (2.6)$$

Dimana :

- Eg = Effisiensi kelompok tiang
- θ = arc tg D/S , dalam derajat
- D = Diameter tiang
- S = Jarak pusat ke pusat tiang
- m = Jumlah baris tiang pancang
- n = Jumlah tiang dalam satu baris



Gambar 2. 4 Effisiensi Tiang Grup
(Sumber : J.E Bowles)

2.4.5 Kontrol Tiang Pancang

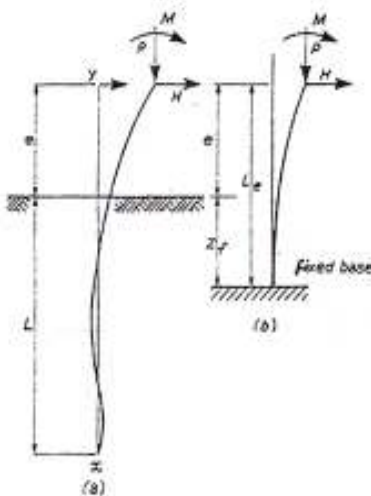
2.4.5.1 Titik jepit tiang pancang

Posisi titik jepit tiang dari permukaan tanah (Z_f) untuk *normally consolidated clay* dan *granular soil* adalah $1.8 T$, di mana T adalah faktor kekakuan yang dihitung sebagai berikut:

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{nh}} \quad (2.7)$$

Dimana :

- nh = untuk cohesion less soil diperoleh dari Terzaghi, sedangkan untuk *normally consolidated clays* = 350 s/d 700 KN/m³ dan soft organic silts = 150KN/m³.
- E = modulus elastisitas Young yang tergantung dari bahan tiang pancang
- I = momen inersia dari penampang tiang pancang



Gambar 2. 5 Posisi Titik Jepit pada Tiang Pancang
(Sumber: Daya Dukung Pondasi Dalam, Wahyudi)

2.4.5.2 Kontrol beban maksimum tiang pancang

Untuk menghitung besarnya beban maksimum 1 tiang pancang dapat digunakan persamaan berikut :

$$P_{max} = \frac{Pu}{n} \times \frac{My.Xmax}{\Sigma X^2} + \frac{Mx.Ymax}{\Sigma Y^2} \quad (2.8)$$

Dimana nilai Pmax yang terjadi harus lebih kecil dari Qijin pada tiang pancang.

2.4.5.3 Kontrol kuat bahan tiang

Kontrol kekuatan bahan dilakukan dengan mengecek besarnya momen yang terjadi pada tiang pancang, dimana momen tersebut harus lebih kecil daripada momen Crack bahan. Momen pada tiang pancang didapatkan dari perhitungan analisa SAP2000, sedangkan momen crack bahan didapatkan dari spesifikasi bahan oleh pabrik :

$$M_{\text{tiangpancang}} < M_{\text{crack}}$$

2.4.5.4 Beban lateral pondasi tiang

Selain didesain mampu menahan gaya vertikal, pondasi tiang pancang harus didesain untuk mampu menahan gaya lateral yang bekerja padanya. Perumusan yang dipakai dalam perhitungan gaya lateral yang mampu diterima oleh pondasi tiang pancang dalam tugas akhir ini diambil dari NAFVAC DM-7 (1971).

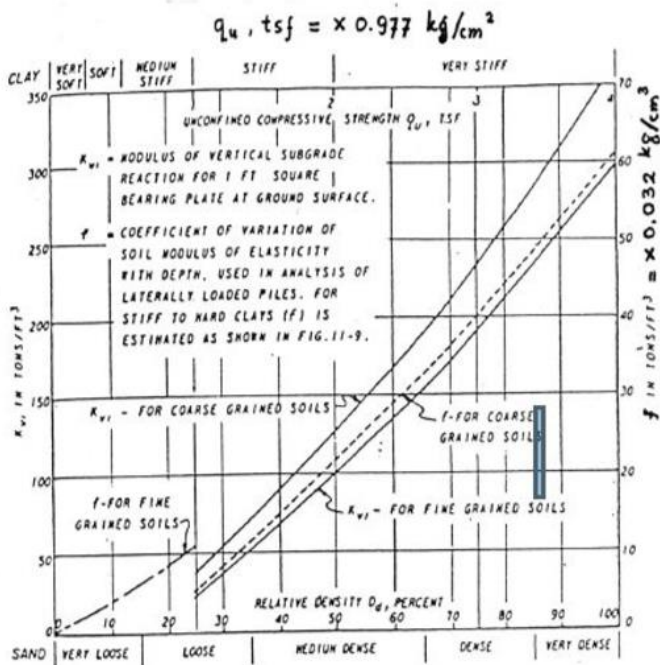
Menurut NAFVAC DM-7 (1971), gaya lateral yang bekerja pada pondasi tiang pancang dibedakan atas tiga kondisi, yaitu :

1. Tiang pancang yang poernya flexible atau tiang pancang yang terjepit diujungnya
2. Tiang pancang dengan poer kaku menempel diatas permukaan tanah
3. Tiang pancang dengan poer kaku terletak pada suatu ketinggian.

Untuk tiang pancang dengan poer kaku prosedur perhitungannya sebagai berikut :

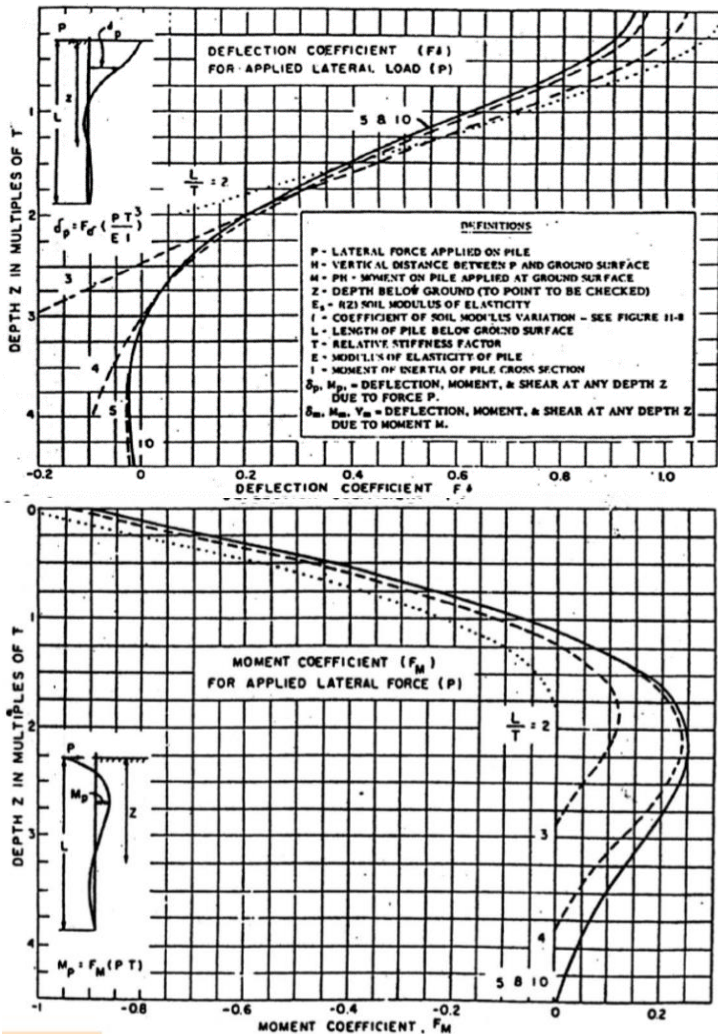
1. Menghitung faktor kekakuan relatif (*relative stiffness factor*)

Untuk mencari besarnya nilai f didapat dari grafik pemampatan langsung untuk pondasi dalam dapat dilihat pada Gambar 2.6.



Gambar 2. 6 Koefisien Variasi (f) untuk Tiang Pancang Akibat Beban Lateral
(Sumber : NAVFAC DM-7)

2. Menentukan nilai koefisien defleksi ($F\delta$) dan koefisien momen (F_m) berdasarkan Gambar.

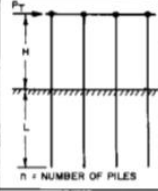

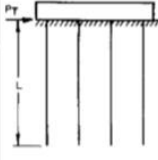

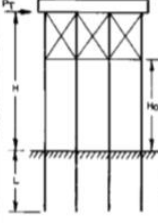



Gambar 2. 7 Koefisien untuk Tiang Pancang Akibat Beban Lateral Kondisi II
(Sumber : NAVFAC DM-7)

Daerah yang mengalami defleksi yang paling besar adalah pada area permukaan, sehingga untuk mencari koefisien defleksi ($F\delta$) dan koefisien momen (F_m) dapat di plot menggunakan Gambar 2.7.

3. Menghitung defleksi dan besarnya momen yang terjadi berdasarkan rumusan berikut :

Besar defleksi dan momen yang dihitung ditinjau dari arah x dan arah y dengan batasan nilai defleksi maksimum sebesar 1 inch (2,54 cm) dan batasan momen maksimum yang terjadi berdasarkan momen crack tiang pancang yang direncanakan.

CASE I. FLEXIBLE CAP, ELEVATED POSITION		
CONDITION	LOAD AT GROUND LINE	DESIGN PROCEDURE
 <p>$n = \text{NUMBER OF PILES}$</p>	<p>FOR EACH PILE:</p> $P = \frac{P_T}{n}$ $M = PH$  <p>DEFLECTED POSITION</p>	<p>FOR DEFINITION OF PARAMETERS SEE FIGURE 12</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. COMPUTE RELATIVE STIFFNESS FACTOR. $T = \left(\frac{EL}{P} \right)^{1/5}$ 2. SELECT CURVE FOR PROPER $\frac{H}{T}$ IN FIGURE 11. 3. OBTAIN COEFFICIENTS F_δ, F_M, F_V AT DEPTHS DESIRED. 4. COMPUTE DEFLECTION, MOMENT AND SHEAR AT DESIRED DEPTHS USING FORMULAS OF FIGURE 11. <p>NOTE: "f" VALUES FROM FIGURE 9 AND CONVERT TO LB/IN³</p>
CASE II. PILES WITH RIGID CAP AT GROUND SURFACE		
		<ol style="list-style-type: none"> 1. PROCEED AS IN STEP 1, CASE I. 2. COMPUTE DEFLECTION AND MOMENT AT DESIRED DEPTHS USING COEFFICIENTS F_δ, F_M AND FORMULAS OF FIGURE 12. 3. MAXIMUM SHEAR OCCURS AT TOP OF PILE AND EQUALS $P = \frac{P_T}{n}$ IN EACH PILE.
CASE III. RIGID CAP, ELEVATED POSITION		
	 <p>DEFLECTED POSITION</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. ASSUME A HINGE AT POINT A WITH A BALANCING MOMENT M APPLIED AT POINT A 2. COMPUTE SLOPE θ_2 ABOVE GROUND AS A FUNCTION OF M FROM CHARACTERISTICS OF SUPERSTRUCTURE. 3. COMPUTE SLOPE θ_1 FROM SLOPE COEFFICIENTS OF FIGURE 13 AS FOLLOWS: $\theta_1 = F_\theta \left(\frac{P-T}{EL} \right) + F_\theta \left(\frac{MT}{EL} \right)$ 4. EQUATE $\theta_1 = \theta_2$ AND SOLVE FOR VALUE OF M. 5. KNOWING VALUES OF P AND M, SOLVE FOR DEFLECTION, SHEAR, AND MOMENT AS IN CASE I. <p>NOTE: IF GROUND SURFACE AT PILE LOCATION IS INCLINED, LOAD P TAKEN BY EACH PILE IS PROPORTIONAL TO $1/n_0^3$.</p>

Gambar 2. 8 Defleksi Tiang Berdasarkan Perletakkannya
(Sumber : Herman Wahyudi,1999)

2.4.5.5 Kontrol defleksi tiang akibat tegangan horizontal

$$U = \frac{H(e+Zf)^3}{12EI} \quad (2.9)$$

Dimana :

H = lateral load (ton)

e = jarak lateral load dengan muka tanah (m)

Zf = posisi titik jepit tanah terhadap sebuah tiang (m)

I = momen inersia dari penampang tiang pancang

E = modulus elastisitas Young yang tergantung dari bahan tiang pancang

2.4.5.6 Penurunan elastis pondasi tiang

Penurunan total yang terjadi pada tiang yang dibebani beban Q_w dihitung berdasarkan rumusan di dalam buku Braja M Das, seperti berikut :

$$se = se(1) + se(2) + se(3) \quad (2.10)$$

dimana :

se(1) = penurunan elastis tiang

se(2) = penurunan tiang akibat beban pada ujung tiang

se(3) = penurunan tiang akibat beban disepanjang tiang.

Jika material tiang diasumsikan elastis, deformasi batang tiang dapat dihitung, berdasarkan prinsip dasar mekanika bahan, sebagai berikut :

$$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p} \quad (2.11)$$

dimana :

Q_{wp} = beban yang ditumpu ujung tiang

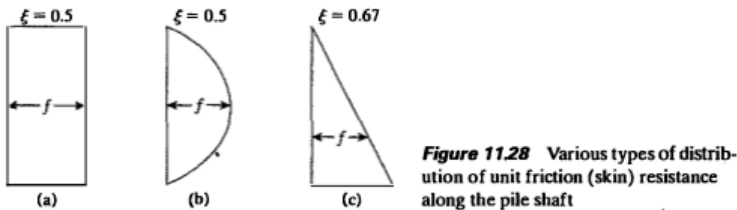
Q_{ws} = beban yang ditumpu oleh tahanan friksi

A_p = luas penampang tiang

L = panjang tiang

E_p = modulus elastisitas bahan tiang

Besarnya ξ bervariasi antara 0.5 sampai dengan 0.67 dan tergantung pada sifat distribusi tahanan geser f di sepanjang tiang (Vesic, 1977).



Gambar 2. 9 Penurunan Elastis
(Sumber : Braja M. Das)

Penurunan tiang yang disebabkan oleh beban yang ditumpu pada ujung tiang adalah sebagai berikut :

$$S_{e(2)} = \frac{q_{wp}D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp} \quad (2.12)$$

dimana :

D = diameter tiang

q_{wp} = Q_{wp}/A_p

E_s = modulus elastisitas tanah diujung tiang

μ_s = perbandingan poisson tanah

I_{wp} = Faktor pengaruh = 0.85

Penurunan tiang akibat beban yang ditumpu sepanjang batang tiang adalah sebagai berikut :

$$S_{e(3)} = \left(\frac{q_{ws}}{pL} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws} \quad (2.13)$$

Dimana :

P = keliling tiang

L = panjang tiang yang tertanam

I_{ws} = faktor pengaruh = $2 + 0.35\sqrt{L/D}$

2.5 Penurunan pada Tanah Lunak

Penambahan beban diatas permukaan tanah dapat menyebabkan lapisan tanah dibawahnya mengalami regangan atau penurunan (*settlement*). Pada lapisan tanah berbutir halus yang berada dibawah muka air tanah terjadi penurunan konsolidasi

(*consolidation settlement*). Penurunan tersebut disebabkan oleh deformasi partikel tanah, relokasi partikel, keluarnya air atau udara dari dalam pori, dan sebab-sebab lainnya . Jenis penurunan pada tanah dapat dibedakan seperti berikut :

1. Penurunan segera/ *immediate settlement*, merupakan penurunan yang terjadi seketika pada saat pembebanan terjadi atau dalam waktu yang singkat akibat perubahan elastis dari tanah kering, basah, dan jenuh air, tanpa adanya perubahan kadar air. Perhitungan *immediate settlement* ini umumnya didasarkan pada teori elastisitas.
2. Penurunan konsolidasi/ *consolidation settlement*, merupakan pemampatan yang disebabkan oleh keluarnya air dari pori-pori di dalam tanah. Penurunan konsolidasi dibagi lagi menjadi dua bagian, yaitu: konsolidasi primer dan konsolidasi sekunder.

2.5 Ketentuan untuk Peninjauan Perbedaan Penurunan

Dalam suatu pondasi, meskipun tanah tidak mengalami kolaps atau kegagalan geser, namun jika penurunan yang terjadi cukup besar maka pondasi tidak dapat digunakan secara efektif. Bangunan miring, pelat retak dan kolom mengalami defleksi dapat timbul akibat perbedaan penurunan (*differential settlement*). Ketentuan perbedaan penurunan diambil berdasarkan pedoman oleh NAVAC, DM7 seperti pada Tabel 2.8.

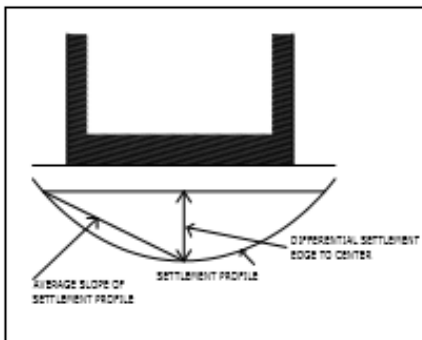
Tabel 2. 8 Toleransi *Differensial Settlement* untuk Struktur

(Sumber : NAVFAC DM-7)

Type of structure	Tolerable Differential Settlement	Qualifying Condition
Circular steel petroleum or fluids storage tanks :	(units of radian of slope of settlement profile)	Values apply to tanks on flexible base. Rigid slabs for base will not permit such settlement
Fix top :		will out cracking and
Floating top :	0.008	local buckling

	0.002 to 0.003 (Depending of detail of floating top)	
Tracks for overhead traveling crane	0.003	Value taken longitudinally along track. Settlement between tracks generally does not control
Rigid circular mat or ring footing for tall and slender rigid structure such as stacks, silos or water tanks.	0.002 (cross slope of rigid foundation)	
Jointed rigid concrete pressure pipe conduit	0.015	Maximum angle change at joint is generally 2 to 4 times average slope of settlement profile. Damage to joint also depends on longitudinal extension.
	(radians of angle change of joint)	
One or two story steel frame, truss roof, warehouse with flexible siding	0.006 to 0.008	Presence of overhead crane, utility lines, or operation of forklifts on warehouse floor would limit tolerable settlement.
One or two story houses with plain brick bearing walls and light structural frame.	0.002 to 0.003	Larger value is tolerable if significant portion of settlement occurs before finish is complete

Structures with sensitive interior exterior finish such as plaster, ornamental stone, or tile facing.	0.001 to 0.002	Larger value is tolerable if significant portion of settlement occurs before finish is complete
Structure with relatively insensitive interior exterior finish such as dry wall, moveables panels, glass panels	0.002 to 0.003	Damage to structural, structural frame may limit tolerable settlements.
Multistory heavy concrete rigid frame on structural mat foundation if thick	0.0015	Damage to interior or exterior finish may limit tolerable settlements.



Tolerable differential settlement is expressed in terms of slope of settlement profile

Value of 0.001 = $\frac{1}{4}$ in differential settlement in 20 ft distance

2.6 Penurunan pada Bangunan

2.6.1 Penurunan merata (*Uniform Settlement*)

Tanah di setiap lokasi akan memiliki kepadatan yang berbeda-beda, dimana kepadatannya tergantung pada jenis tanah dan kandungan air yang ada di dalam tanah atau air di lingkungannya. Tanah akan berubah kepadatannya bila mengalami pembebanan atau dengan kata lain tanah akan terkonsolidasi. Bila tanah memiliki sifat seragam, maka akan menghasilkan penurunan

akibat terkonsolidasi dengan besaran yang sama atau seragam. Kondisi ini tidak akan mempengaruhi stabilitas struktur, hanya bila besaran penurunan tidak diperhitungkan akan dapat mempengaruhi penampilan bangunan dari segi arsitektur.

2.6.2 Penurunan Tidak Merata

Penurunan yang tidak merata dapat terjadi apabila sifat tanah dibawah bangunan tidak homogen, baik akibat proses pembentukannya secara alamiah ataupun akibat proses galian dan timbunan (*cut and fill*), dan reklamasi. Pembebanan yang diberikan di atas permukaan tanah dapat mengakibatkan pemampatan pada lapisan tanah di bawahnya. Karena sifat alami tanah dan faktor dari kekakuan strukturnya menyebabkan pemampatan yang terjadi di titik tengah beban memiliki besar pemampatan yang berbeda dengan di titik lain selain di titik tengah beban sehingga perlu adanya perhitungan kemungkinan terjadinya perbedaan pemampatan (*differential settlement*). Perbedaan pemampatan tersebut perlu diperhitungkan agar tidak merusak struktur di atasnya.

Nilai dari *differential settlement* tersebut disebut toleransi pemampatan (*tolerable settlement*) yang dihitung dengan persamaan berikut :

$$\beta = \frac{S_i - S_j}{L} \quad (2.19)$$

Dimana :

β = Toleransi pemampatan (*tolerable settlement*)

S_i = Pemampatan di titik selain di titik tengah beban

S_j = Pemampatan di titik tengah beban

L = Jarak antara titik tengah dan titik selain di titik tengah beban



Gambar 2. 10 Sketsa Perbedaan Penurunan (Differential Settlement)

(Sumber : NAVFAC DM-7)

Nilai dari *tolerable settlement* berbeda – beda tergantung dari struktur yang ada di atasnya. Nilai dari tolerable settlement tersebut ditunjukkan pada Tabel 2.8 Toleransi Diferensial untuk Struktur.

2.7 Program Bantu

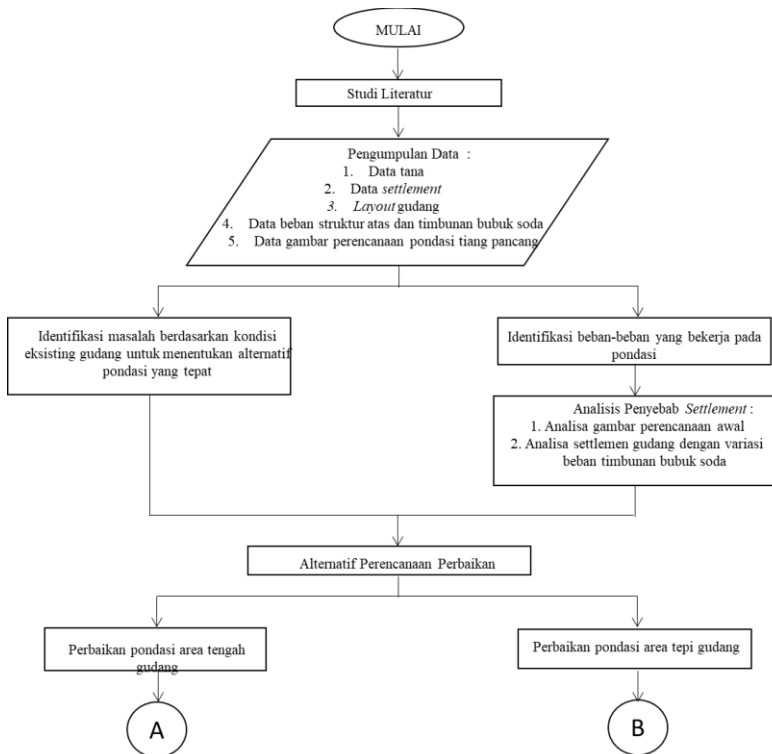
PLAXIS (*Finite Element Code For Soil and Rock Analysis*) adalah program permodelan dan *postprocessing* metode elemen hingga yang mampu melakukan analisis masalah-masalah geoteknik dalam perencanaan sipil. PLAXIS menyediakan berbagai analisa teknik tentang *displacement*, tegangan-tegangan yang terjadi pada tanah, dan lain-lain. Program ini dirancang untuk dapat melakukan pembuatan geometri yang akan dianalisis. Dalam penyusunan Tugas Akhir ini, program PLAXIS digunakan sebagai program bantu dalam analisa *settlement*.

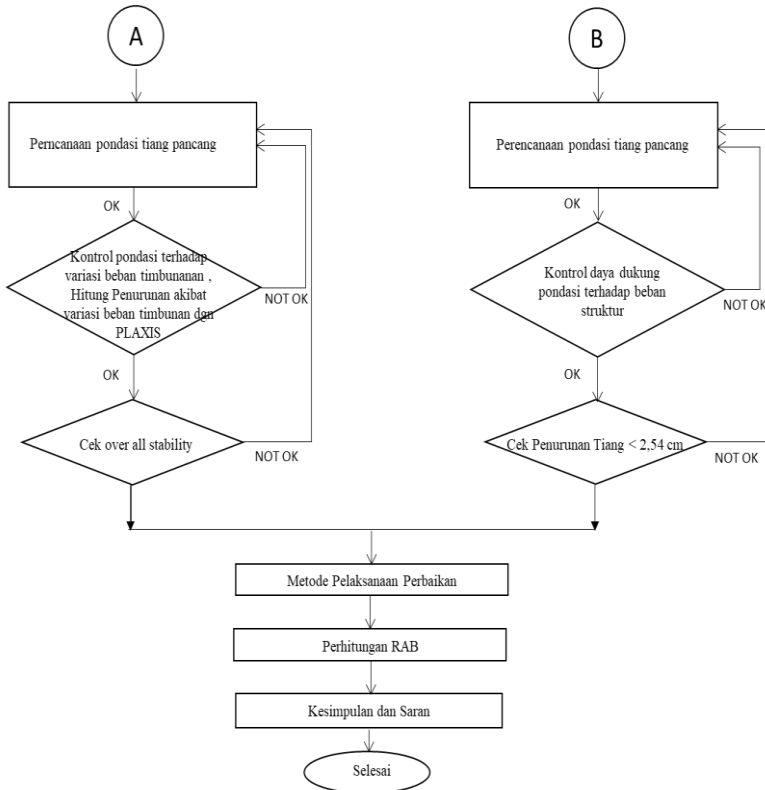
“Halaman sengaja dikosongkan”

BAB III METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Diagram Alir Perencanaan

Tahapan yang dilakukan dalam Tugas Akhir dengan judul Perencanaan Perbaikan Struktur Bawah Pondasi pada Gudang No.3 PT. AKR Margomulyo ini ditunjukkan pada diagram alir Gambar 3.1.





Gambar 3. 1 Diagram Alir Penulisan Tugas Akhir

3.2 Studi Literatur

Studi literatur adalah tahapan untuk mengumpulkan dasar-dasar teori yang didapat dari berbagai sumber literatur yang kemudian dipelajari dan digunakan sebagai acuan dalam melakukan perencanaan pada tugas akhir ini.

3.3 Pengumpulan Data

Data-data yang digunakan dalam penulisan tugas akhir ini merupakan data pengolahan sekunder yang meliputi : data tanah, data *settlement*, data *layout* gudang dan data beban.

1) Data Tanah

Data tanah yang digunakan adalah data tanah di Gudang No.3 PT. AKR Corporindo Tbk Margomulyo, Surabaya. Data tanah tersebut diambil pada satu titik *bore log* yang akan digunakan untuk menganalisis kondisi tanah di bawah gudang serta melakukan perencanaan perbaikan.

2) Data *Layout* dan *Settlement*

Data *settlement* yang digunakan merupakan data hasil pengukuran bangunan yang berupa gambar dan elevasi bangunan gudang. Data ini digunakan untuk menentukan alternatif perencanaan pondasi dan metode pelaksanaan perbaikan pondasi.

3) Data Beban

Data beban ini berupa data hasil analisis struktur atas dan data timbunan yang dijadikan sebagai beban yang bekerja diatas struktur pondasi. Data beban digunakan untuk melakukan analisis dan perencanaan perbaikan pondasi.

3.4 Identifikasi Beban

Identifikasi beban yang dilakukan adalah untuk mengetahui beban-beban kerja yang nantinya akan tersalur ke pondasi. Beban tersebut digunakan sebagai beban pondasi untuk menganalisis penurunan tanah serta menentukan desain perencanaan pondasi.

3.5 Analisa Kondisi Eksisting

Analisis yang dimaksud adalah untuk mengevaluasi kondisi *existing* pondasi sebelumnya. Analisis dilakukan dalam beberapa tahap sebagai berikut :

1) Analisis daya dukung pondasi tiang pancang eksisting

- 2) Analisis penurunan pondasi akibat variasi beban timbunan bubuk soda dengan Program PLAXIS 8.2.
- 3) Analisis stabilitas pondasi akibat variasi beban timbunan bubuk soda dengan Program PLAXIS 8.2.

Berdasarkan hasil analisis akan digunakan sebagai dasar menentukan perencanaan pstruktur pondasi yang baru.

3.6 Perencanaan Pondasi

Pondasi yang dipilih sebagai alternatif perencanaan perbaikan gudang ini adalah :

Tiang pancang : Melakukan perencanaan pondasi tiang pancang dengan sistem *hydraulic static injection*.

3.8 Metode Pelaksanaan

Metode pelaksanaan perbaikan ini berupa urutan pelaksanaan pekerjaan struktur pondasi Gudang PT.AKR CORPORINDO Tbk. Di Margomulyo.

3.9 Perhitungan Rencana Anggaran Biaya

Setelah merencanakan pondasi menentukan metode pelaksanaan perbaikan, maka dapat direncanakan anggaran biaya yang dibutuhkan untuk perbaikan struktur pondasi gudang. Perhitungan RAB didasarkan pada Harga Satuan Pokok Kebutuhan untuk Kota Surabaya pada tahun 2017.

3.9 Kesimpulan dan Saran

Menjawab semua pertanyaan dari rumusan masalah dan menyimpulkan hasil perencanaan struktur pondasi dengan metode pelaksanaannya serta rencana anggaran biaya untuk Gudang No.3 PT. AKR Margomulyo Surabaya.

BAB IV

ANALISA DATA DAN PERENCANAAN

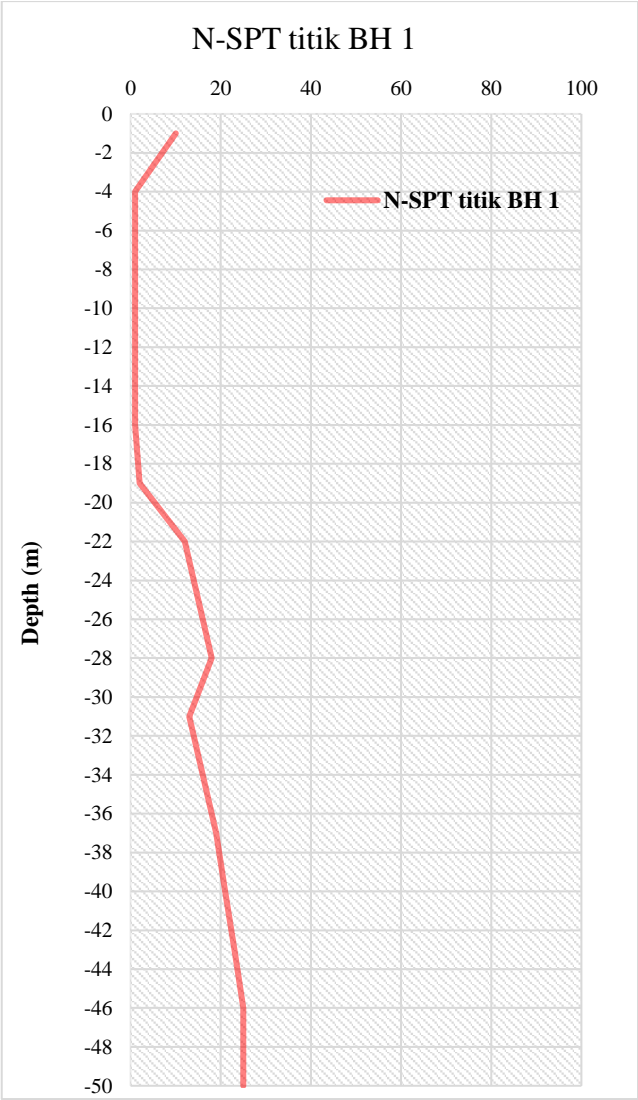
4.1 Data Tanah

4.1.1 Sumber data tanah

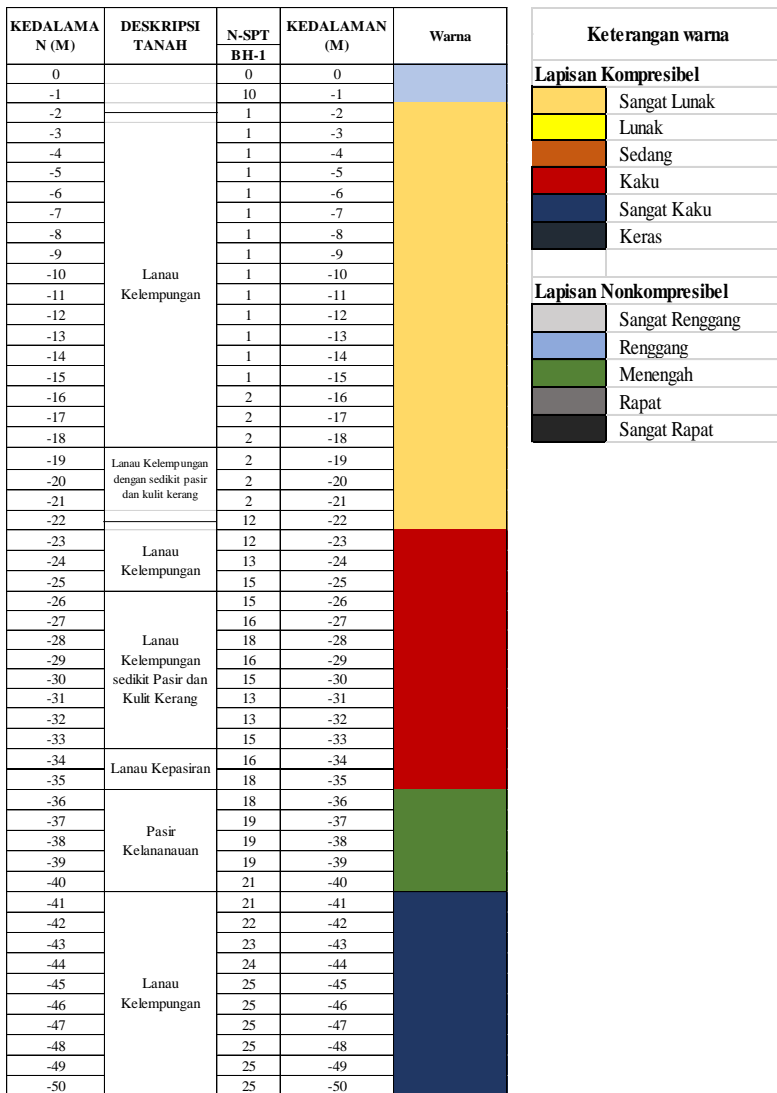
Data tanah yang digunakan dalam Tugas Akhir ini adalah data hasil penyelidikan tanah yang diperoleh dari Interim Report PT. Kemitraan ITS untuk proyek perbaikan struktur pondasi Gudang PT. AKR Corporindo Tbk, Margomulyo, Surabaya. Penyelidikan tanah ini dilakukan pada satu titik bor BH-1 di area lokasi gudang yang mengalami penurunan (*settlement*). Data tanah yang diperoleh yaitu berupa data *bore log* dan *N-SPT* serta hasil tes laboratorium yang dapat dilihat pada Lampiran. Dari hasil tes laboratorium didapatkan beberapa parameter tanah yang kemudian akan digunakan sebagai acuan perencanaan.

4.1.2 Hasil pengujian Borlog dan SPT

Penyelidikan tanah dilakukan pada satu titik dengan kedalaman mencapai 50 meter. Berdasarkan hasil pengujian *Standar Penetration Test* titik BH-1 dibuat grafik hubungan antara N-SPT dan kedalaman seperti pada Gambar 4.1 serta konsistensi lapisan tanah seperti Gambar 4.2. Dari gambar 4.1 diketahui bahwa kondisi tanah dasar dibawah gudang merupakan lapisan tanah lunak (*compressible*) yang mencapai kedalaman hingga 17,5 meter dengan nilai N-SPT kurang dari 10. Lapisan tanah setebal 17,5 meter inilah yang dapat mengalami pemampatan konsolidasi dan mudah terjadi penurunan bila terdapat beban yang melebihi rencana.



Gambar 4. 1 Grafik Hubungan Antara N-SPT terhadap Kedalaman



Gambar 4. 2 Konsistensi Lapisan Tanah

4.1.3 Koreksi Terhadap N-SPT

Data SPT (Standar Penetrasi Test) yang didapat dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perhitungan daya dukung tiang pancang, sehingga harus dilakukan koreksi dahulu. Nilai NSPT pada data *bore log* dikoreksi terhadap muka air tanah dan juga *overburden pressure*. Nilai NSPT yang telah dikoreksi terhadap muka air tanah disebut N_1 , sedangkan nilai NSPT yang telah dikoreksi terhadap *overburden pressure* adalah N_2 . Nilai N_2 inilah yang nantinya akan digunakan sebagai nilai N koreksi.

Koreksi terhadap muka air dilakukan untuk pasir halus, pasir lanau dan pasir berlempung yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila $N > 15$. Selain itu, maka nilai $N_1 = N$. Pada kasus penurunan di gudang PT. AKR Corporindo ini kondisi tanah dari titik BH-1 didominasi oleh tanah lempung lunak dengan nilai N SPT pada kedalaman $0-24 < 15$, sehingga nilai $N_1 = NSPT$. Kemudian untuk kedalaman $25-50$ dilakukan koreksi terhadap muka air tanah dengan perhitungan sebagai berikut :

Contoh : pada kedalaman 28 nilai NSPT = 18

- a.
$$N_1 = 15 + \frac{1}{2}(N - 15) \quad (\text{Terzaghi \& Peck, 1960})$$

$$N_1 = 15 + \frac{1}{2}(18 - 15)$$

$$= 16,5$$
- b.
$$N_1 = 0,6 N$$

$$N_1 = 0,6 \times 18$$

$$= 10,8$$

Harga N_1 yang dipakai adalah nilai terkecil dari hasil perhitungan $N_1 = 10,8 \approx 11$

Hasil N koreksi terhadap muka air tanah dapat dilihat pada **Lampiran**.

Kemudian dari hasil N_1 tersebut dikoreksi lagi terhadap pengaruh tekanan vertikal efektif (*overburden pressure*) pada lapisan dimana harga N tersebut didapatkan (*Bazaraa, 1967*).

- a.
$$N_2 = \frac{4N_1}{1 + 0,4p_{ro}} ; \text{ bila } p_{ro} \leq 7,5 \text{ ton/m}^2$$
- b.
$$N_2 = \frac{4N_1}{3,25 + 0,4p_{ro}} ; \text{ bila } p_{ro} \geq 7,5 \text{ ton/m}^2$$

Nilai N_2 harus lebih kecil dari $2N_1$. Namun jika dari koreksi didapat $N_2 > 2N_1$, maka $N_2 = 2N_1$.

Untuk mengetahui nilai P_o (tekanan vertikal efektif) digunakan persamaan 2.19 dan 2.20.

Contoh perhitungan :

kedalaman 28-m nilai $N_1=16,5$

- Pada kedalaman 28 m nilai $P_o= 11,32 \text{ t/m}^2$, nilai $P_o > 7,5 \text{ t/m}^2$ sehingga :
- Nilai N koreksi terhadap muka air $N_1=16,5$
- Maka nilai N_2 koreksi terhadap tekanan vertikal efektif adalah

$$= (4 \times 16,5) / (3,25 + (0,1 \times 11,32))$$

$$= 15,06$$

Jadi digunakan nilai $N_{corr}=15,6$

Berikut ini dapat hasil koreksi NSPT pada Tabel 4.1.

Tabel 4. 1 Hasil Perhitungan Koreksi Data NSPT

Depth	Nspt	N1	γ_{sat}	N2
(m)	(blow/ft)		t/m^3	
0	0	0	0	0,00
0,5	0	0	0	0,00
1	10	10	1,493	10,00
1,5	9	9	1,493	9,00
2	7	7	1,395	7,00
2,5	5	5	1,395	5,00
3	4	4	1,395	4,00
3,5	2	2	1,395	2,00
4	1	1	1,395	1,00
4,5	1	1	1,395	1,00
5	1	1	1,395	1,00
5,5	1	1	1,395	1,00
6	1	1	1,395	1,00
6,5	1	1	1,395	1,00
7	1	1	1,395	1,00

Depth	Nspt	N1	γ_{sat}	N2
(m)	(blow/ft)		t/m ³	
7,5	1	1	1,395	1,00
8	1	1	1,395	1,00
8,5	1	1	1,395	1,00
9	1	1	1,395	1,00
9,5	1	1	1,395	1,00
10	1	1	1,395	1,00
10,5	1	1	1,395	1,00
11	1	1	1,395	1,00
11,5	1	1	1,395	1,00
12	1	1	1,395	1,00
12,5	1	1	1,395	1,00
13	1	1	1,395	1,00
13,5	1	1	1,395	1,00
14	1	1	1,395	1,00
14,5	1	1	1,395	1,00
15	1	1	1,395	1,00
15,5	1	1	1,395	1,00
16	2	2	1,395	2,00
16,5	2	2	1,395	2,00
17	2	2	1,395	2,00
17,5	2	2	1,395	2,00
18	2	2	1,331	2,00
18,5	2	2	1,404	2,00
19	2	2	1,404	2,00
19,5	3	3	1,404	3,00
20	5	5	1,404	5,00
20,5	7	7	1,404	7,00

Depth	Nspt	N1	γ_{sat}	N2
(m)	(blow/ft)		t/m ³	
21	9	9	1,404	9,00
21,5	11	11	1,409	11,00
22	12	12	1,409	12,00
22,5	12	12	1,409	12,00
23	13	13	1,409	13,00
23,5	13	13	1,409	13,00
24	14	14	1,409	14,00
24,5	14	14	1,475	14,00
25	15	15	1,475	15,00
25,5	15	15	1,475	14,07
26	16	15,5	1,475	14,46
26,5	16	15,5	1,475	14,38
27	17	16	1,475	14,77
27,5	17	16	1,475	14,69
28	18	16,5	1,475	15,06
28,5	18	16,5	1,475	14,98
29	17	16	1,475	14,45
29,5	16	15,5	1,475	13,92
30	15	15	1,475	13,40
30,5	14	14	1,475	14,00
31	13	13	1,475	13,00
31,5	13	13	1,475	13,00
32	14	14	1,475	14,00
32,5	14	14	1,475	14,00
33	15	15	1,475	15,00
33,5	16	15,5	1,475	15,50
34	17	16	1,475	16,00

Depth	Nspt	N1	γ_{sat}	N2
(m)	(blow/ft)		t/m ³	
34,5	16	15,5	1,475	15,50
35	17	16	1,475	16,00
35,5	17	16	1,738	16,00
36	18	16,5	1,738	16,50
36,5	19	17	1,738	17,00
37	19	17	1,738	17,00
37,5	19	17	1,738	17,00
38	20	17,5	1,738	17,50
38,5	20	17,5	1,738	17,50
39	20	17,5	1,738	17,50
39,5	20	17,5	1,599	17,50
40	21	18	1,599	18,00
40,5	21	18	1,599	18,00
41	21	18	1,599	18,00
41,5	21	18	1,599	18,00
42	22	18,5	1,599	18,50
42,5	22	18,5	1,599	18,50
43	23	19	1,599	19,00
43,5	23	19	1,599	19,00
44	24	19,5	1,599	19,50
44,5	24	19,5	1,599	19,50
45	25	20	1,599	20,00
45,5	25	20	1,599	20,00
46	25	20	1,599	20,00
46,5	25	20	1,599	20,00
47	25	20	1,599	20,00
47,5	25	20	1,599	20,00

Depth	Nspt	N1	γ_{sat}	N2
(m)	(blow/ft)		t/m ³	
48	25	20	1,599	20,00
48,5	25	20	1,599	20,00
49	25	20	1,599	20,00
49,5	25	20	1,599	20,00
50	25	20	1,599	20,00

4.1.4 Parameter fisis tanah

Parameter fisis tanah yang dibutuhkan untuk perencanaan selanjutnya adalah berat jenis tanah (γ), sudut geser (ϕ), dan modulus elastisitas tanah (E). Sedangkan nilai parameter-parameter tanah lainnya tersebut didapatkan dari data hasil tes laboratorium yang berupa uji analisa ayakan, *atterberg*, dan uji kekakuan. Hasil resume data tanah dapat dilihat pada Tabel 4.2.

Tabel 4. 2 Resume Data Tanah

Elevation		Type of Soil	Thick ness	N-SPT avg	γ	e	σ_c	Cc	Cv	Cu	ϕ	E	μ	k
m			m		ton/m ³		kN/m ³			ton/m ²	(°)	ton/m ²		kg/cm ³
0	-1,5	Urugan batu kapur	1,5	10	1,998	0,516	-	-	-	5,6	2	900	0,3	1,5
-2	-19	Lanau kelepungan	17,5	1	1,395	2,054	12,02	0,76	4,66E-03	0,933	13,33	360	0,4	0,15
-19	-35	Lanau kelepungan	16	14	1,475	1,928	23,11	0,68	5,30E-04	5,94	12,4	1140	0,4	2,1
-35	-39	Pasir kelanauan	4	20	1,738	1,16	-	-	-	9,26	19	1750	0,3	3
-39	-50	Lanau kelepungan	11	24	1,599	1,449	-	-	-	12,13	8	1740	0,35	3,6

(Sumber : Data Sekunder)

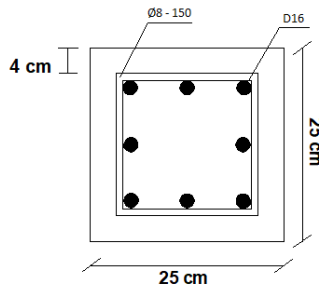
4.2 Data Spesifikasi Bahan

Spesifikasi tiang pancang yang digunakan dilapangan pada perencanaan gudang sebelumnya seperti pada **Tabel 4.3** dan **Gambar 4.3**.

Tabel 4. 3 Spesifikasi Tiang Pancang Area Tepi dan Tengah Gudang

Tiang Pancang Tepi Eksisting		
1	Tipe Material	<i>Minipile beton</i>
2	Mutu Beton ($f'c$)	41,5 MPa
3	Dimensi	30 cm x 30 cm
4	Panjang	28 m
5	Sifat Pemasangan	<i>Driven Pile</i>
Tiang Pancang Eksisting		
1	Tipe Material	Minipile beton
2	Mutu Beton ($f'c$)	41,5 MPa
3	Dimensi	25 cm x 25 cm
4	Panjang	28 m
5	Sifat Pemasangan	<i>Driven Pile</i>

(Sumber : Interim Report)



Gambar 4. 3 Detail Tiang Pancang Beton di Lapangan
Spesifikasi Tiang Pancang Tepi pada kondisi :

Dimensi Tiang	=	30cm x 30cm
Kelas	=	B
<i>Mcrack</i>	=	4,48 tonm
<i>Multimate</i>	=	6,23 ton.m
<i>Allowable Compression</i>	=	116,76 ton
<i>Decompression Tension</i>	=	42,2 ton
<i>Length Pile</i>	=	11

4.3 Analisis Kondisi Eksisting Tiang Pancang

Analisis tiang pancang dilakukan untuk mengetahui kondisi struktur pondasi eksisting, agar dapat menentukan bagaimana perencanaan yang tepat untuk Gudang No.3 PT. AKR Corporindo Tbk. Berikut ini adalah analisis terhadap tiang pancang eksisting.

4.3.1 Daya Dukung Pondasi Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang menggunakan Metode Terzaghi dan Bazara

Data SPT (*Standar Penetrasi Test*) yang didapat dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perhitungan tiang pancang, sehingga harus dilakukan koreksi dahulu pada SPT asli. Berikut ini adalah tahapan perhitungan daya dukung menggunakan metode Terzaghi dan Bazara :

1. Sebelum data SPT digunakan maka SPT dikoreksi terlebih dahulu terhadap muka air tanah. Pada kasus penurunan di gudang PT. AKR Corporindo ini kondisi tanah dari titik BH-1 didominasi oleh tanah lempung lunak dengan nilai N SPT pada kedalaman 0-19 < 10 , sehingga perlu adanya koreksi nilai N-SPT. Seperti pada kedalaman-35 yaitu berupa tanah lempung dengan nilai N-SPT = 17, maka koreksi nilai N-SPT dapat dihitung sebagai berikut :

$$N_1 = 15 + \frac{1}{2}(N - 15) \quad (\text{Terzaghi \& Peck, 1960})$$

$$N_1 = 15 + \frac{1}{2}(17 - 15)$$

$$= 16$$

$$N_1 = 0,6 N$$

$$N_1 = 0,6 \times 17$$

$$= 10,2$$

Dari hasil perhitungan diatas dipilih nilai N yang terkecil, sehingga nilai $N_1 = 10,2$

Sedangkan untuk tanah di kedalaman 2-25 m tidak perlu dikoreksi, sebab nilai $N < 15$ sehingga nilai $N_1 = N \text{ SPT}$

2. Kemudian dari hasil N_1 tersebut dikoreksi lagi terhadap pengaruh tekanan vertikal efektif (*overburden pressure*) pada lapisan dimana harga N tersebut didapatkan. Koreksi terhadap tekanan vertikal efektif ini hanya diterapkan pada lapisan tanah berpasir, sehingga untuk lapisan tanah lempung besarnya nilai N koreksi = N_1 (hasil koreksi terhadap muka air tanah). Untuk mengetahui nilai P_0 (tekanan vertikal efektif).

Contoh perhitungan :

Pada kedalaman 35 m nilai $P_0 = 15,01 \text{ t/m}^2$, nilai $P_q > 0,75 \text{ t/m}^2$ sehingga ;

Nilai N koreksi terhadap muka air $N_1 = 16$

Maka nilai N koreksi terhadap tekanan vertikal efektif adalah $= (4 \times 16) / (3,25 + (0,1 \times 15,01))$
 $= 13,47$

Sehingga dipakai nilai N -SPT koreksi = 14

Hasil Koreksi NSPT dapat dilihat pada Tabel 5.2.

3. Setelah mendapatkan nilai N -SPT koreksi terhadap tekanan efektif vertikal, selanjutnya adalah dilakukan perhitungan daya dukung ultimate pada tanah.

Contoh perhitungan :

Diketahui :

N -SPT koreksi pada kedalaman 28 m = 15,06

Dimensi tiang pancang persegi pada kondisi eksisting = 0,3 m x 0,3 m

Kondisi tanah : lempung lanau berpasir

Luas penampang $A_p = 0,09 \text{ m}^2$

Luas penampang $A_s = 0,6 \text{ m}^2$

Maka, besar daya dukung *ultimate* adalah :

$Q_{ult} = Q_{ujung} + Q_{selimut}$

$Q_{ult} = C_n \cdot A_{ujung} + \sum C_{li} \cdot A_{si}$

$Q_{ult} = (40 \times 14,4 \times 0,3^2) + (((15,06/2) \times 0,6) + 82,131)$
 $= 52,10 + 87,13$
 $= 139,23 \text{ ton}$

4. Setelah mendapatkan besar daya dukung *ultimate* maka akan didapatkan besarnya daya dukung ijin tanah dengan faktor keamanan (SF) yang direncanakan adalah 3.

$$\begin{aligned}
 Q \text{ ijin tanah} &= Q_{ult}/SF \\
 &= 139,23 / 3 \\
 &= 46,41 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Perhitungan nilai daya dukung tanah pada setiap kedalaman dapat dilihat pada Tabel 4.4 berikut ini :

Tabel 4. 4 Perhitungan Daya Dukung Ijin (Aksial-Tekan)
Tiang Pancang Eksisting (30cm x 30cm)

Depth	Nspt	N1	Ysat	N corr	N rata- rata ujung	ΣRsi	Q ujung	Qult
(m)			(t/m3)			(ton)	(ton)	(ton)
0	0	0	0	0,00	5,20	0,00	18,72	18,72
-0,5	0	0	0	0,00	5,17	0,00	18,60	18,60
-1	10	10	1,493	10,00	5,00	3,00	18,00	21,00
-1,5	9	9	1,493	9,00	4,63	5,70	16,65	22,35
-2	7	7	1,395	7,00	4,22	7,80	15,20	23,00
-2,5	5	5	1,395	5,00	3,90	9,30	14,04	23,34
-3	4	4	1,395	4,00	3,64	10,50	13,09	23,59
-3,5	2	2	1,395	2,00	3,73	11,10	13,42	24,52
-4	1	1	1,395	1,00	3,82	11,40	13,75	25,15
-4,5	1	1	1,395	1,00	3,00	11,70	10,80	22,50
-5	1	1	1,395	1,00	2,27	12,00	8,18	20,18
-5,5	1	1	1,395	1,00	1,73	12,30	6,22	18,52
-6	1	1	1,395	1,00	1,36	12,60	4,91	17,51
-6,5	1	1	1,395	1,00	1,09	12,90	3,93	16,83

Depth	Nspt	N1	Ysat	N corr	N rata- rata ujung	ΣRsi	Q ujung	Qult
(m)			(t/m3)			(ton)	(ton)	(ton)
-7	1	1	1,395	1,00	1,00	13,20	3,60	16,80
-7,5	1	1	1,395	1,00	1,00	13,50	3,60	17,10
-8	1	1	1,395	1,00	1,00	13,80	3,60	17,40
-8,5	1	1	1,395	1,00	1,00	14,10	3,60	17,70
-9	1	1	1,395	1,00	1,00	14,40	3,60	18,00
-9,5	1	1	1,395	1,00	1,00	14,70	3,60	18,30
-10	1	1	1,395	1,00	1,00	15,00	3,60	18,60
-10,5	1	1	1,395	1,00	1,00	15,30	3,60	18,90
-11	1	1	1,395	1,00	1,00	15,60	3,60	19,20
-11,5	1	1	1,395	1,00	1,00	15,90	3,60	19,50
-12	1	1	1,395	1,00	1,00	16,20	3,60	19,80
-12,5	1	1	1,395	1,00	1,00	16,50	3,60	20,10
-13	1	1	1,395	1,00	1,00	16,80	3,60	20,40
-13,5	1	1	1,395	1,00	1,00	17,10	3,60	20,70
-14	1	1	1,395	1,00	1,09	17,40	3,93	21,33
-14,5	1	1	1,395	1,00	1,18	17,70	4,25	21,95
-15	1	1	1,395	1,00	1,27	18,00	4,58	22,58
-15,5	1	1	1,395	1,00	1,36	18,30	4,91	23,21
-16	2	2	1,395	2,00	1,45	18,90	5,24	24,14
-16,5	2	2	1,395	2,00	1,55	19,50	5,56	25,06
-17	2	2	1,395	2,00	1,64	20,10	5,89	25,99
-17,5	2	2	1,395	2,00	1,82	20,70	6,55	27,25

Depth	Nspt	N1	Ysat	N corr	N rata- rata- ujung	ΣRsi	Q ujung	Qult
(m)			(t/m3)			(ton)	(ton)	(ton)
-18	2	2	1,331	2,00	2,18	21,30	7,85	29,15
-18,5	2	2	1,404	2,00	2,73	21,90	9,82	31,72
-19	2	2	1,404	2,00	3,45	22,50	12,44	34,94
-19,5	3	3	1,404	3,00	4,27	23,40	15,38	38,78
-20	5	5	1,404	5,00	5,18	24,90	18,65	43,55
-20,5	7	7	1,404	7,00	6,09	27,00	21,93	48,93
-21	9	9	1,404	9,00	7,09	29,70	25,53	55,23
-21,5	11	11	1,409	11,00	8,09	33,00	29,13	62,13
-22	12	12	1,409	12,00	9,18	36,60	33,05	69,65
-22,5	12	12	1,409	12,00	10,27	40,20	36,98	77,18
-23	13	13	1,409	13,00	11,36	44,10	40,91	85,01
-23,5	13	13	1,409	13,00	12,19	48,00	43,88	91,88
-24	14	14	1,409	14,00	12,87	52,20	46,32	98,52
-24,5	14	14	1,475	14,00	13,36	56,40	48,08	104,48
-25	15	15	1,475	15,00	13,70	60,90	49,32	110,22
-25,5	15	15	1,475	14,07	13,94	65,12	50,19	115,32
-26	16	15,5	1,475	14,46	14,22	69,46	51,20	120,66
-26,5	16	15,5	1,475	14,38	14,40	73,78	51,85	125,62
-27	17	16	1,475	14,77	14,53	78,21	52,32	130,53
-27,5	17	16	1,475	14,69	14,53	82,61	52,29	134,91
-28	18	16,5	1,475	15,06	14,47	87,13	52,10	139,23

Berdasarkan hasil perhitungan daya dukung diatas, maka didapatkan besarnya nilai daya dukung tiang pancang eksisting dengan ukuran 30cm x 30cm pada kedalaman 28 m adalah **139,23 ton**.

Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang menggunakan Metode Luciano De Court

Seperti halnya perhitungan daya dukung pada metode Mayerhoff dan Bazara, data ata SPT (Standar Penetrasi Test) yang didapat dari lapangan harus dikoreksi terlebih dahulu terhadap muka air tanah dan tekanan vertikal efektif kemudian baru dapat digunakan dalam perhitungan daya dukung pondasi. Berikut ini adalah perhitungan daya dukung menggunakan metode Luciano De Court :

1. Dengan menggunakan hasil N-SPT koreksi maka dapat dilakukan perhitungan daya dukung tiang pancang eksisting pada kedalaman 28 m menggunakan metode Luciano De Court sebagai berikut :

Diketahui :

- N-SPT koreksi = 15,06
 - Jenis tanah : Lempung lanau berpasir
- Dalam perhitungan ini, untuk masing-masing jenis tanah memiliki nilai koefisien karakteristik tanah sesuai dengan Tabel koefisien karakteristik tanah. Untuk tanah lempung maka nilai $k = 18 \text{ t/m}^2$
- Metode pemancangan yang digunakan sebelumnya adalah dengan metode *driven pile* pada kondisi tanah lempung. Sehingga berdasarkan Tabel 2.2 dan Tabel 2.3 didapatkan:

Koefisien dasar tiang (α) = 1

Koefisien selimut tiang (β) = 1

- Nilai rata-rata SPT sekitar 4D dibawah tiang dan 4D diatas tiang = 14,46

Maka , besarnya nilai daya dukung *ultimate* tiang sebagai berikut :

$$Q_p = \alpha \times (N_p \times K) \times A_p$$

$$= 1 \times (14,46 \times 18) \times 0,09$$

$$= 23,42 \text{ ton}$$

$$Q_s = \beta \times \left[\frac{N_s}{3} + 1 \right] \times A_s$$

$$= 1 \times \left[\frac{5,10}{3} + 1 \right] \times (4 \times 0,3 \times 28)$$

$$= 90,67 \text{ ton}$$

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s$$

$$= 23,42 + 90,67 = 114,09 \text{ ton}$$

2. Setelah mendapatkan nilai daya dukung *ultimate* tiang, maka dengan faktor keamanan (SF) = 3 akan didapatkan besarnya nilai tegangan ijin tanah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Q_{\text{ijin tanah}} &= Q_{ult}/SF \\ &= 114,09/3 \\ &= 38,03 \text{ ton} \end{aligned}$$

Nilai perhitungan daya dukung ijin tanah dengan menggunakan metode Luciano De Court dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut ini :

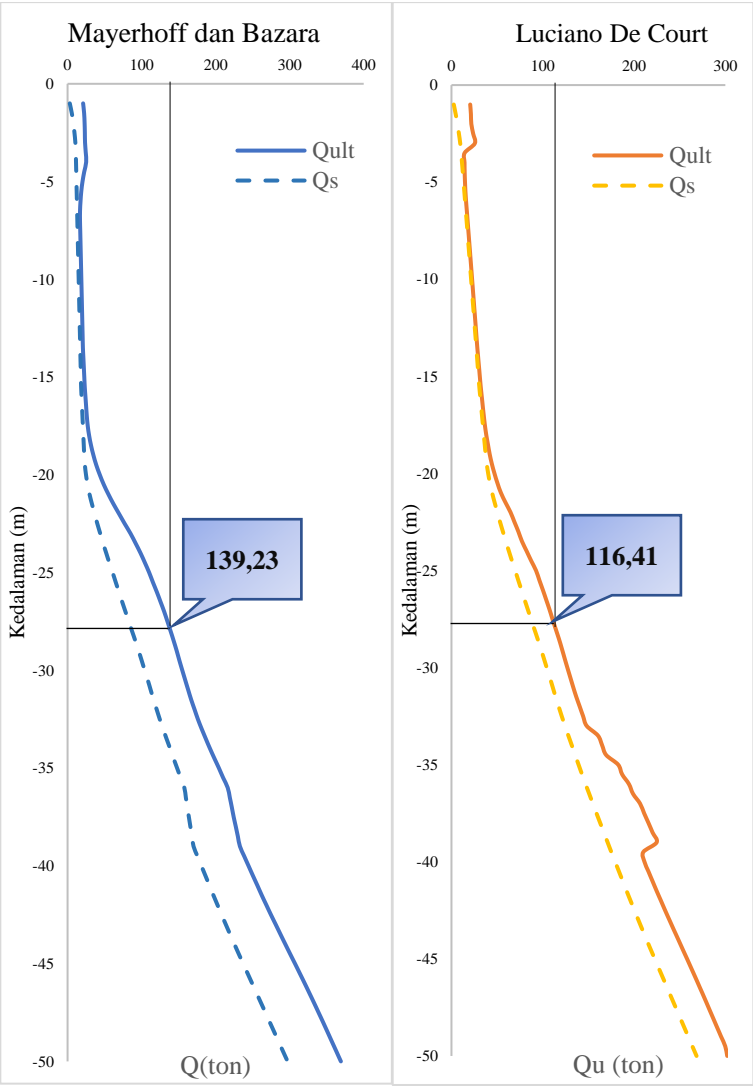
Tabel 4. 5 Perhitungan Daya Dukung Ijin (Aksial-Tekan)
Tiang Pancang Eksisting Berdasarkan Harga SPT

Depth	N	K	Ns	Np	As	Qp	Qs	Qu
(m)	corr	(ton/m ²)			(m ²)	(ton)	(ton)	(ton)
0	0,0	40	0,00	5,20	0,00	18,72	0,00	18,72
-0,5	0,0	40	0,00	5,17	0,60	18,60	0,60	19,20
-1	10,0	40	3,33	5,00	1,20	18,00	2,53	20,53
-1,5	9,0	40	4,75	4,63	1,80	16,65	4,65	21,30
-2	7,0	40	5,20	4,22	2,40	15,20	6,56	21,76
-2,5	5,0	40	5,17	4,33	3,00	15,60	8,17	23,77
-3	4,0	40	5,00	4,44	3,60	16,00	9,60	25,60
-3,5	2,0	12	4,63	3,44	4,20	3,72	10,68	14,40
-4	1,0	12	4,22	2,56	4,80	2,76	11,56	14,32
-4,5	1,0	12	3,90	1,89	5,40	2,04	12,42	14,46

Depth	N	K	Ns	Np	As	Qp	Qs	Qu
(m)	corr	(ton/m2)			(m2)	(ton)	(ton)	(ton)
-5	1,0	12	3,64	1,44	6,00	1,56	13,27	14,83
-5,5	1,0	12	3,42	1,11	6,60	1,20	14,12	15,32
-6	1,0	12	3,23	1,00	7,20	1,08	14,95	16,03
-6,5	1,0	12	3,07	1,00	7,80	1,08	15,79	16,87
-7	1,0	12	2,93	1,00	8,40	1,08	16,61	17,69
-7,5	1,0	12	2,81	1,00	9,00	1,08	17,44	18,52
-8	1,0	12	2,71	1,00	9,60	1,08	18,26	19,34
-8,5	1,0	12	2,61	1,00	10,20	1,08	19,08	20,16
-9	1,0	12	2,53	1,00	10,80	1,08	19,89	20,97
-9,5	1,0	12	2,45	1,00	11,40	1,08	20,71	21,79
-10	1,0	12	2,38	1,00	12,00	1,08	21,52	22,60
-10,5	1,0	12	2,32	1,00	12,60	1,08	22,34	23,42
-11	1,0	12	2,26	1,00	13,20	1,08	23,15	24,23
-11,5	1,0	12	2,21	1,00	13,80	1,08	23,96	25,04
-12	1,0	12	2,16	1,00	14,40	1,08	24,77	25,85
-12,5	1,0	12	2,12	1,00	15,00	1,08	25,58	26,66
-13	1,0	12	2,07	1,00	15,60	1,08	26,39	27,47
-13,5	1,0	12	2,04	1,00	16,20	1,08	27,19	28,27
-14	1,0	12	2,00	1,11	16,80	1,20	28,00	29,20
-14,5	1,0	12	1,97	1,22	17,40	1,32	28,81	30,13
-15	1,0	12	1,94	1,33	18,00	1,44	29,61	31,05
-15,5	1,0	12	1,91	1,44	18,60	1,56	30,42	31,98
-16	2,0	12	1,91	1,56	19,20	1,68	31,42	33,10
-16,5	2,0	12	1,91	1,67	19,80	1,80	32,42	34,22
-17	2,0	12	1,91	1,78	20,40	1,92	33,42	35,34
-17,5	2,0	12	1,92	2,00	21,00	2,16	34,42	36,58

Depth	N	K	Ns	Np	As	Qp	Qs	Qu
(m)	corr	(ton/m ²)			(m ²)	(ton)	(ton)	(ton)
-18	2,0	12	1,92	2,44	21,60	2,64	35,42	38,06
-18,5	2,0	13	1,92	3,00	22,20	3,51	36,42	39,93
-19	2,0	13	1,92	3,78	22,80	4,42	37,42	41,84
-19,5	3,0	13	1,95	4,78	23,40	5,59	38,61	44,20
-20	5,0	13	2,02	5,89	24,00	6,89	40,20	47,09
-20,5	7,0	13	2,14	7,00	24,60	8,19	42,17	50,36
-21	9,0	13	2,30	8,22	25,20	9,62	44,54	54,16
-21,5	11,0	14	2,50	9,44	25,80	11,90	47,30	59,20
-22	12,0	15	2,71	10,67	26,40	14,40	50,26	64,66
-22,5	12,0	15	2,91	11,67	27,00	15,75	53,22	68,97
-23	13,0	15	3,13	12,56	27,60	16,95	56,37	73,32
-23,5	13,0	15	3,33	13,12	28,20	17,71	59,53	77,24
-24	14,0	16	3,55	13,50	28,80	19,45	62,89	82,34
-24,5	14,0	17	3,76	13,77	29,40	21,07	66,25	87,31
-25	15,0	18	3,98	14,08	30,00	22,80	69,80	92,61
-25,5	14,1	18	4,17	14,26	30,60	23,11	73,18	96,29
-26	14,5	18	4,37	14,49	31,20	23,48	76,63	100,11
-26,5	14,4	18	4,55	14,60	31,80	23,66	80,07	103,73
-27	14,8	18	4,74	14,65	32,40	23,74	83,59	107,33
-27,5	14,7	18	4,92	14,53	33,00	23,54	87,09	110,63
-28	15,1	18	5,10	14,46	33,60	23,42	90,99	116,41

Berdasarkan hasil perhitungan daya dukung diatas, maka didapatkan besarnya nilai daya dukung tiang pancang eksisting pada kedalaman 28 m adalah **116,41** ton.



Gambar 4. 4 Grafik Daya Dukung Tiang Pancang Existing Berdasarkan kedua metode perhitungan daya dukung tersebut, metode Luciano De Court menghasilkan nilai daya

dukung yang lebih rendah pada kedalaman 28 m yaitu $Q_u = 116,41 \text{ ton}$, sedangkan dengan metode Mayerhof dan Bazara pada kedalaman yang sama menghasilkan daya dukung $Q_u = 139,23 \text{ ton}$. Dari kedua nilai tersebut maka dipilih hasil yang lebih kecil yaitu metode *Luciano De Court*.

4.3.2 Kontrol Kondisi Tiang Pancang

4.3.2.1 Kontrol kapasitas daya dukung tiang pancang terhadap beban vertikal

Dalam perencanaan pondasi tiang pancang, tiang harus memiliki daya dukung yang lebih besar daripada beban yang diterimanya. Untuk mengetahui kemampuan tiang terhadap beban vertikal, digunakan faktor keamanan ($SF=3$). Berikut ini disajikan pada Tabel 4.4 yang merupakan hasil analisis kapasitas tiang pancang eksisting dengan daya dukung tiang pancang berdasarkan metode *Luciano De Court* dan beban yang terjadi pada pondasi merupakan hasil analisis perhitungan beban menggunakan program *SAP2000*.

Tabel 4. 6 Cek Kapasitas Daya Dukung Tiang Akibat Beban Vertikal

Joint	P (ton)	Q_u (ton)	SF	Keterangan
16	50,7452	116,41	2,29	Not Oke
27	67,3672	116,41	1,73	Not Oke
38	70,5224	116,41	1,65	Not Oke
49	70,4968	116,41	1,65	Not Oke
60	70,1751	116,41	1,66	Not Oke
71	70,0339	116,41	1,66	Not Oke
82	70,0041	116,41	1,66	Not Oke
93	70,0339	116,41	1,66	Not Oke
104	70,1751	116,41	1,66	Not Oke
115	70,4968	116,41	1,65	Not Oke

Joint	P (ton)	Qu (ton)	SF	Keterangan
126	70,5224	116,41	1,65	Not Oke
137	67,3672	116,41	1,73	Not Oke
148	50,7452	116,41	2,29	Not Oke

Pada Tabel 4.6 diatas nilai faktor keamanan tiang eksisting kurang dari ($SF < 3$), sehingga dapat disimpulkan kondisi tiang pancang eksisting tidak aman.

4.3.2.2 Kontrol kemampuan bahan tiang menahan beban vertikal

Persyaratan dasar pondasi dari suatu struktur adalah harus direncanakan dan dibangun agar aman dalam memikul beban-beban yang bekerja, tanpa mengurangi kestabilan atau deformasi yang besar pada bangunan itu sendiri, atau bangunan lain di sekitarnya. Dalam hal ini, daya dukung pondasi harus memiliki nilai yang lebih besar dari pada beban vertikal maksimum yang diterimanya dan harus memenuhi nilai keamanan (SF) yang diisyaratkan.

$$P_u = 70,522 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} P_{ijin} &= Q_{ultimate}/3 \\ &= 116,41/3 \\ &= 38,8 \text{ ton} \end{aligned}$$

Maka ;

$$P_u > P_{ijin} \quad (\text{Not Ok!})$$

Cek SF tiang :

$$\begin{aligned} SF &= \frac{Q_{ultimate}}{P_u} \\ &= \frac{116,41}{70,522} \\ &= 1,65 \end{aligned}$$

Setelah dicek SF yang terjadi pada tiang didapatkan nilai $SF = 1,65$. Syarat keamanan yang diijinkan untuk kontrol kekuatan bahan tiang adalah $SF = 3$, sehingga dapat disimpulkan bahwa tiang tidak aman menahan beban vertikal ($SF = 1,65 < 3$).

4.3.2.3 Kontrol gaya horizontal maximum

Besarnya gaya horizontal batas atau maksimum yang bekerja diujung sebuah tiang dihitung sesuai dengan persamaan berikut :

Fixed-headed pile :

$$H_u = \frac{2Mu}{(e + Zf)}$$

Dimana :

H_u = ultimate lateral resistance

M_u = 6,23 ton.m ($M_{ultimate}$ bahan tiang)

H_x = 3,2259 ton (hasil perhitungan SAP)

H_y = 1,3025 ton (hasil perhitungan SAP)

e = 0 (gaya H bekerja pada permukaan tanah atau diujung tiang)

Tiang Pancang Eksisting = 30cm x 30cm

$$E = 4700\sqrt{f'c}$$

$$= 4700\sqrt{41,5}$$

$$= 30277,63 \text{ MPa}$$

$$= 30277632,01 \text{ kN/m}^2$$

$$I = 0,000675 \text{ m}^4$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{nh}}$$

$$= \sqrt[5]{\frac{30277632,01 \times 0,000675}{350}}$$

$$= 2,25 \text{ m}$$

$$Zf = 1,8 \cdot T$$

$$Zf = 1,8 \times 2,26 = 4,06 \text{ m} = 4,1 \text{ m dari permukaan tanah.}$$

Maka berikut perhitungan H_u :

$$H_u = \frac{2Mu}{(e + Zf)} = \frac{2 \times 6,23 \text{ ton.m}}{(0 + 4,1)} = 3,039 \text{ ton}$$

Syarat tegangan horizontal yang terjadi harus lebih kecil dari tegangan horizontal ijin. Maka H yang terjadi :

- $H_x = 3,23 \text{ ton}$
- $H_y = 1,30 \text{ ton}$
- $H_r = \sqrt{H_x^2 + H_y^2} = 3,47 > H_u$ (Not Oke!)

Dari hasil perhitungan didapatkan gaya horizontal $H_r > H_u$ sehingga dapat disimpulkan bahwa tiang tidak aman terhadap gaya horizontal.

Kontrol Free Head Pile

Maka berikut perhitungan H_u :

$$H_u = \frac{Mu}{(e + Zf)} = \frac{6,23 \text{ ton.m}}{(0 + 4,1)} = 1,52 \text{ ton}$$

Syarat tegangan horizontal yang terjadi harus lebih kecil dari tegangan horizontal ijin. Maka H yang terjadi :

- $H_x = 3,23 \text{ ton} > H_u$
- $H_y = 1,30 \text{ ton} < H_u$
- $H_r = 3,47 \text{ ton}$

Dari hasil perhitungan didapatkan gaya horizontal $H_r = 3,47 \text{ ton} > 1,52 \text{ ton}$, sehingga dapat disimpulkan bahwa tiang tidak aman terhadap gaya horizontal.

4.3.2.4 Kontrol defleksi tiang akibat *lateral loads*

Besarnya defleksi horizontal (U) dari tiang vertikal akibat lateral loads dihitung menggunakan persamaan Tomlinson (1977) :

Deflection at head untuk fixed-headed pile :

$$U = \frac{H_u(e + Zf)^3}{12EI}$$

Dimana :

$$E_c = 3027763,2 \text{ ton/m}^2$$

$$I_c = 0,000675 \text{ m}^4$$

Maka berikut perhitungan defleksi yang terjadi pada tiang :

$$U_x = \frac{Hx(e + Zf)^3}{12EI} = \frac{3,23 \times (0 + 4,1)^3}{12 \times 3027763,2 \times 0,000675} = 0,0091 \text{ m} = 9,1 \text{ mm}$$

$$U_y = \frac{Hy(e + Zf)^3}{12EI} = \frac{1,30 \times (0 + 4,1)^3}{12 \times 3027763,2 \times 0,000675} = 0,0037 \text{ m} = 3,7 \text{ mm}$$

Defleksi yang diijinkan untuk 1 tiang berdasarkan nilai H_u (dari sub bab 5.3.2.3) adalah sebagai berikut :

$$U = \frac{Hu(e + Zf)^3}{12EI} = \frac{3,04 \times (0 + 4,1)^3}{12 \times 3027763,2 \times 0,000675} = 0,00854 \text{ m} = 8,54 \text{ mm}$$

Hasil perhitungan defleksi ijin akibat lateral loads adalah 8,54 m, maka :

- $U_1 = 9,1 \text{ mm} > 8,54 \text{ mm}$ Not Ok!
- $U_2 = 3,7 \text{ mm} < 8,54 \text{ mm}$ Ok!

Defleksi tiang kearah sumbu x melebihi defleksi ijin tiang, hal ini menunjukkan tiang dapat menahan lateral loads yang terjadi.

Tabel 4. 7 Resume Kontrol Defleksi Akibat Gaya Lateral

	<i>Hr</i>	<i>Hu</i>	<i>Ux</i>	<i>Uy</i>	<i>U ijin</i>
	(ton)	(ton)	(mm)	(mm)	(mm)
<i>Fixed-Headed Pile</i>	3,47	3,039	9,1	3,7	8,54
<i>Free Head Pile</i>	3,47	1,53			

4.3.2.5 Elastic settlement pondasi tiang

Pondasi tiang diatas tanah lempung memungkinkan terjadinya penurunan segera atau *elastic settlement* akibat beban sesaat yang bekerja diatasnya.

Sebelum dilakukan perhitungan penurunan pada tiang, perlu diketahui besarnya nilai penurunan yang diijinkan yang dihitung berdasarkan Metode Broms sebagai berikut :

$$Si = 10\% \cdot D$$

$$Si = 10\% \cdot 30 \\ = 3 \text{ cm}$$

Penurunan yang diijinkan adalah 3 cm.

Perhitungan penurunan pada 1 pondasi tiang yang dibebani beban kerja dihitung dengan persamaan berikut :

$$Se = se(1) + se(2) + se(3)$$

Berdasarkan hasil perhitungan daya dukung tiang pancang existing dengan Metode *Luciano De Court*, kemudian digunakan untuk perhitungan pondasi tiang sebagai berikut :

$$\text{Dimensi Tiang} = 30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$$

$$Ap = 0,09 \text{ m}^2$$

$$L = 28 \text{ m}$$

$$Qwp = 118,59/2$$

$$= 59,295 \text{ ton}$$

$$Ep = 4700\sqrt{41,5}$$

$$= 30277,63 \text{ MPa}$$

$$= 3027763 \text{ ton/m}^2$$

$$Es = 8000 \text{ t/m}^2$$

$$\xi = 0,6$$

$$qwp = Qwp/Ap$$

$$= 59,295/0,09$$

$$= 658,83 \text{ ton/m}^2$$

$$Iwp = 0,85$$

$$Iws = 2 + 0,35\sqrt{L/D}$$

$$= 2 + 0,35\sqrt{28/0,3}$$

$$= \mathbf{5,381 \text{ m}}$$

$$se(1) = \frac{(Qwp + Qws) \times L}{Ap \times Ep}$$

$$= \frac{(95,295 + 0,6 \times 93,92) \times 28}{0,09 \times 3027763}$$

$$\begin{aligned}
&= 0,01183 \text{ m} \\
&= \mathbf{11,883 \text{ mm}} \\
\text{Se(2)} &= \frac{qwp \times D}{E_s} (1 - \mu s^2) I_{wp} \\
&= \frac{658,83 \times 0,3}{8000} (1 - 0,4^2) \times 0,85 \\
&= 0,01764 \text{ m} \\
&= \mathbf{17,64 \text{ mm}} \\
\text{Se(3)} &= \left(\frac{Q_{ws}}{p \times L} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu s^2) I_{ws} \\
&= \left(\frac{93,92}{1,2 \times 28} \right) \frac{0,3}{8000} (1 - 0,4^2) \times 5,38 \\
&= 0,000474 \text{ m} \\
&= \mathbf{0,474 \text{ mm}} \\
\\
\text{Se total} &= \text{se(1)} + \text{se(2)} + \text{se(3)} \\
&= 11,883 + 17,46 + 0,474 \\
&= 29,997 \text{ mm} \\
&= 2,9997 \text{ cm}
\end{aligned}$$

Dari perhitungan *elastic settlement*, penurunan yang terjadi pada tiang adalah 2,9997 cm < penurunan ijin.

4.3.2.6 Kontrol momen yang terjadi pada tiang pancang

Momen yang terjadi, yaitu momen yang didapatkan dari analisa SAP 2000 harus lebih kecil dari momen bahan tiang pancang (Mu). Besarnya momen ultimit bahan tiang diketahui 6,13ton.m dan nilai momen crack tiang eksisting adalah 4,48ton.m.

Cek momen crack tiang :

$M_{crack} = 4,48 \text{ ton.m}$ (bahan)

$M_{max} = 4,002 \text{ ton.m}$ (hasil analisa SAP2000)

Maka;

$M_{crack} < M_{max}$ (Not Ok!)

Kondisi tiang pancang eksisting tidak mengalami retak.

Cek keamanan tiang :

$SF = M_{crack} / M_{max}$

$SF = 4,48 / 4,002 = 1,06 < 1,5$

Cek momen ultimate tiang :

$M_{ult} = 6,23 \text{ ton.m}$

$M_{max} = 4,002 \text{ ton.m}$ (hasil analisa SAP2000)

Maka;

$M_{ult} > M_{max}$ (Oke!)

Kondisi tiang pancang eksisting tidak mengalami retak.

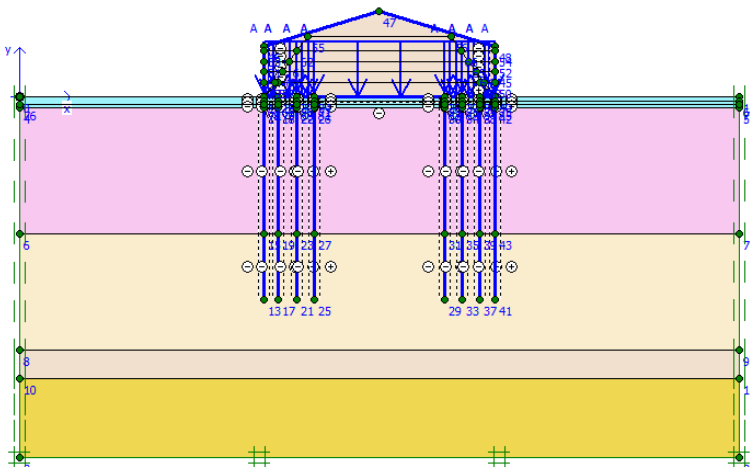
Cek keamanan tiang :

$SF = M_{ult}/M_{max}$

$SF = 6,23/4,002 = 1,48 < 2$

Dari hasil perhitungan diatas didapatkan nilai SF untuk kontrol moment terhadap crack $SF = 1,06$ dimana syarat moment terhadap crack minimal $SF = 1,5$ dan didapatkan juga nilai SF untuk kontrol terhadap moment ultimate tiang $SF = 1,48$ dimana syarat SF minimal untuk kontrol terhadap moment ultimate adalah $SF = 2$. Sehingga dapat disimpulkan bahwa tiang pancang kurang aman.

4.4 Analisis Stabilitas Eksisting Menggunakan Program PLAXIS 8.2



Gambar 4. 5 Permodelan Kondisi Existing Gudang di Plaxis

Analisis kondisi eksisting gudang dengan program PLAXIS 8.2 ini bertujuan untuk mengetahui besarnya penurunan yang terjadi pada gudang dan mengetahui angka keamanan pada gudang itu sendiri, sehingga dapat diketahui tingkat keamanan saat memperbaiki gudang tersebut. Dalam analisis eksisting ini, beberapa material yang diinput antara lain adalah kolom beton, rangka baja, tiang pancang, pelat beton dan timbunan bubuk soda yang digambarkan sebagai beban merata (*distributed load*). Berikut ini adalah parameter pada masing-masing material yang diinputkan ke dalam plaxis :

1. Kolom baja komposit berukuran 40cm x 70cm

Material set		Properties	
Identification:	kolom	EA :	9,086E+06 kN/m
Material type:	Elastic	EI :	2,078E+05 kNm ² /m
		d :	0,524 m
		w :	8,000 kN/m/m
		v :	0,000
		M _p :	1,000E+15 kNm/m
		N _p :	1,000E+15 kN/m
		Rayleigh α :	0,000
		Rayleigh β :	0,000

Gambar 4. 6 Parameter Kolom Komposit 40cm x 70cm

2. Pelat lantai dengan tebal 0,3 m dan panjang 32

Material set	
Identification:	Pelat
Material type:	Elastic

Properties	
EA :	6,065E+06 kN/m
EI :	4,548E+04 kNm ² /m
d :	0,300 m
w :	2,775 kN/m/m
v :	0,000
M _p :	1,000E+15 kNm/m
N _p :	1,000E+15 kN/m
Rayleigh α :	0,000
Rayleigh β :	0,000

Comments

Ok Cancel Help

Gambar 4. 7 Parameter Pelat Lantai

3. Tiang Pancang Beton 28 m dengan ukuran 25cm x 25cm

Material set	
Identification:	pile
Material type:	Elastic

Properties	
EA :	1,893E+06 kN/m
EI :	4929,758 kNm ² /m
d :	0,177 m
w :	3,688 kN/m/m
v :	0,000
M _p :	1,000E+15 kNm/m
N _p :	1,000E+15 kN/m
Rayleigh α :	0,000
Rayleigh β :	0,000

Comments

Ok Cancel Help

Gambar 4. 8 Parameter Tiang Pancang Eksisting ukuran 25cm x 25cm

4. Rangka Baja WF 500.200.10.16

Plate properties

Material set

Identification:

Material type:

Comments

Properties

EA : kN/m

EI : kNm²/m

d : m

w : kN/m/m

v :

M_p : kNm/m

N_p : kN/m

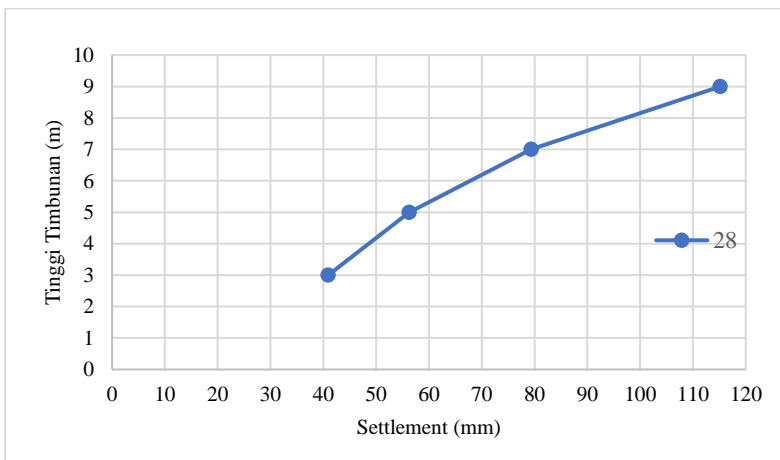
Rayleigh α :

Rayleigh β :

Ok Cancel Help

Gambar 4. 9 Parameter Rangka Baja WF 500.200

Analisis dilakukan secara bertahap yaitu dengan ketinggian beban 3m, 5m, 7m dan 9m. Berikut ini adalah hasil analisis eksisting gudang :



Gambar 4. 10 Grafik Hubungan *Immediate Settlement* Akibat Beban Bangunan Atas dan Timbunan Bubuk

Tabel 4. 8 Hasil Analisis Penurunan pada Kondisi Eksisting

Tinggi Timbunan Bubuk Soda	Total Displacement	Displacement pada Pelat Lantai	SF
(m)	(mm)	(mm)	
3	33,75	40,91	1,49
5	46,9	56,26	1,12
7	75,19	79,37	0,86
9	105	115,17	0,69

Nilai SF minimal agar gudang dapat dinyatakan aman untuk menerima beban adalah $SF \geq 1,5$, dan berdasarkan hasil analisis stabilitas gudang terhadap variasi beban timbunan dengan program PLAXIS, didapatkan bahwa kondisi eksisting gudang hanya mampu menerima beban timbunan setinggi 3m dengan nilai penurunan yang terjadi pada pelat lantai sebesar 40,91 mm. Sehingga agar gudang dapat digunakan secara maksimum, perlu dilakukan perencanaan perbaikan struktur pondasi untuk area tengah gudang.

BAB V

PEMBAHASAN

5.1 Analisis Pembebanan

Analisis pembebanan dilakukan dengan menggunakan program aplikasi komputer yaitu SAP (*Structur Analisis Program*) 2000. Analisis pembebanan sangat diperlukan untuk mengetahui besarnya beban yang bekerja pada pondasi. Dari program SAP 2000 akan diperoleh gaya-gaya yang terjadi antara lain ; gaya normal P, gaya geser H dan gaya momen yang terjadi yaitu M. Berikut ini adalah data umum struktur yang digunakan sebagai input data ke dalam program SAP 2000 :

Pembebanan Tetap :

- a. Beban Mati (*Dead Load*)
Didalam program SAP 2000 beban struktur yang terdapat pada gudang dihitung secara otomatis oleh program SAP2000, beban tersebut antara lain adalah :
Berat kuda-kuda baja WF 500.200.16.10
Berat kolom baja WF 500.200.16.10
Berat pelat beton setebal 0,25 m
- b. Beban Hidup (*Life Load*)
Berat kendaraan dan alat berat = 6 t/m²
- c. Beban Mati Tambahan (*Superdead*)
Beban timbunan bubuk soda = 8,4 t/m²
- d. Beban Angin
Tekanan angin = 25 kg/m²
koefisien dipihak angin = 0,2 kg/m²
koefisien dibelakang angin = 0,4 kg/m²

5.1.1 Penentuan Titik Jepit

Dalam permodelan menggunakan SAP2000, kondisi eksisting tiang pancang sedalam 28m dibawah gudang ini dimodelkan sebagai jepit, sehingga diperlukan perhitungan untuk mengetahui kedalaman titik jepit (Z_f) pada tiang pancang tersebut.

Berikut ini adalah rumus yang digunakan untuk perhitungan kedalaman titik jepit (Z_f) :

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{nh}}$$

$$Z_f = 1,8 T$$

Kondisi tanah dasar dibawah gudang merupakan tanah yang didominasi oleh lempung (kohesif). Menurut Poulus dan Davis (1970), nilai koefisien modulus variasi (nh) untuk tanah lempung NC lunak dapat berkisar antara $350 \text{ kN/m}^3 - 700 \text{ kN/m}^3$. Untuk tiang pancang yang akan direncanakan adalah tiang persegi berukuran $45\text{cm} \times 45\text{cm}$.

$$\begin{aligned} E &= 4700\sqrt{f'c} \\ &= 4700\sqrt{41,5} \\ &= 30277,63 \text{ MPa} \\ &= 30277632,01 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$I = 0,000325521 \text{ m}^4$$

$$\begin{aligned} T &= \sqrt[5]{\frac{EI}{nh}} \\ &= \sqrt[5]{\frac{30277632,01 \times 0,000325521}{350}} \\ &= 2,15 \text{ m} \end{aligned}$$

$$Z_f = 1,8 \cdot T$$

$$Z_f = 1,8 \times 2,15 = 3,509 = 3,6 \text{ m dari permukaan tanah.}$$

5.1.2 Hasil Analisa Struktur

Dari hasil analisis struktur dengan program *SAP 2000*, diperoleh besarnya gaya yang bekerja diatas pondasi tiang pancang eksisting. Berikut ini adalah hasil reaksi perletakan dengan

kombinasi beban tidak berfaktor (D+L) untuk kolom pada area tepi gudang PT. AKR Corporindo Tbk Margomulyo :

Tabel 5. 1 *Joint Reaction Asumsi Jepit*

Joint	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
16	28,867	2,998	14,738	0,4797	64,740	-16,065
27	64,022	-1,080	26,390	0,0068	123,710	2,349
38	61,364	-0,463	26,359	0,0203	124,030	-0,084
49	61,436	-0,136	26,193	0,0055	124,217	0,018
60	61,416	0,036	26,146	0,0014	124,197	-0,018
71	61,417	-0,009	26,135	0,0004	124,196	0,000
82	61,417	0,000	26,132	0,0000	124,195	0,000
93	61,417	0,009	26,135	-0,0004	124,196	0,000
104	61,416	0,036	26,146	-0,0014	124,197	0,002
115	61,436	0,136	26,193	-0,0055	124,217	-0,018
126	61,364	0,463	26,359	-0,0203	124,030	0,084
137	64,022	1,080	26,390	-0,0677	123,710	-2,349
148	28,867	2,998	14,738	-0,4797	64,740	16,065

Ket :

F3 = Beban vertikal

M1 = Momen arah x

M2 = Momen arah y

5.2 Perencanaan Pondasi Tepi

Perencanaan pondasi tepi pada Tugas Akhir ini dimaksudkan sebagai solusi untuk menggantikan struktur pondasi lama yang telah rusak. Pondasi tepi ini direncanakan berjarak 1,5 m ke arah sisi luar dinding yang mengalami kerusakan, dan untuk menghindari kerusakan akibat *differential settlement*, maka struktur pondasi tepi gudang dibuat terpisah dengan struktur pondasi tengah gudang (*dilatasi*).

Untuk perencanaan struktur pondasi tepi gudang ini akan dipilih perencanaan yang paling tepat antara dua alternatif perencanaan yaitu menggunakan *bored pile* atau tiang pancang.

5.2.1 Pondasi Tiang Pancang

5.2.1.1 Daya dukung tiang pancang

Perhitungan daya dukung tiang pancang dalam Tugas Akhir ini menggunakan metode *Luciano De Court*. Perhitungan dilakukan berdasarkan hasil N-SPT pada titik bor BH 1 dan Hasil Perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.2 dan grafik daya dukung tanah dapat dilihat pada Gambar 5.1.

Tabel 5. 2 Perbandingan Nilai Qijin

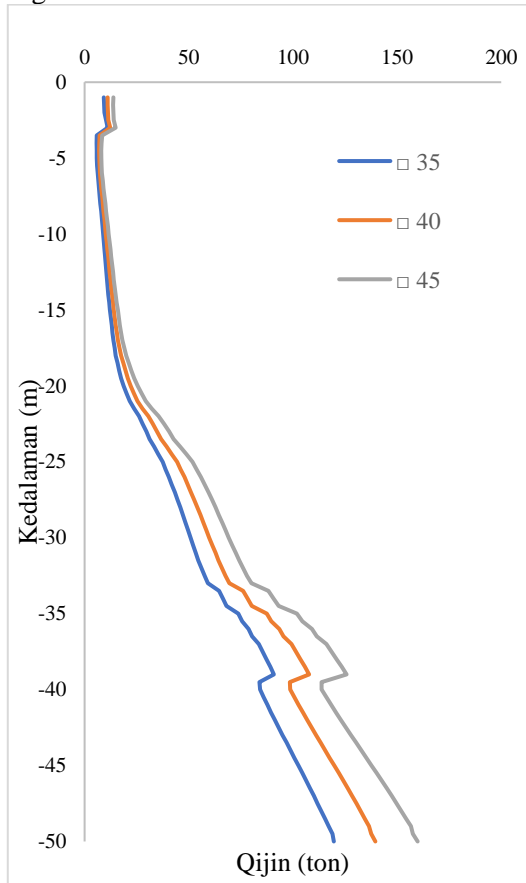
Depth	□ 30	□ 35	□ 40	□ 45
(m)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)
0	0	0	0	0
-0,5	0	0	0	0
-1	6,84	9,15	10,99	13,75
-1,5	7,10	9,36	11,07	13,73
-2	7,25	9,45	11,24	13,81
-2,5	7,92	10,25	11,39	13,90
-3	8,53	10,99	12,22	14,86
-3,5	4,80	5,84	7,19	8,43
-4	4,77	5,75	7,06	8,21
-4,5	4,82	5,76	6,97	8,05
-5	4,94	5,87	7,00	8,04
-5,5	5,11	6,03	7,15	8,16
-6	5,34	6,31	7,34	8,36
-6,5	5,62	6,63	7,66	8,70
-7	5,90	6,95	8,02	9,12
-8,5	6,72	7,91	9,12	10,35
-9	6,99	8,23	9,48	10,76

Depth	□ 30	□ 35	□ 40	□ 45
(m)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)
-9,5	7,26	8,54	9,84	11,17
-10	7,53	8,86	10,21	11,57
-10,5	7,81	9,18	10,57	11,98
-11	8,08	9,49	10,93	12,38
-11,5	8,35	9,81	11,29	12,79
-12	8,62	10,12	11,65	13,19
-12,5	8,89	10,44	12,01	13,60
-13	9,16	10,75	12,37	14,00
-13,5	9,42	11,07	12,78	14,48
-14	9,73	11,43	13,20	14,96
-14,5	10,04	11,80	13,62	15,43
-15	10,35	12,17	14,03	15,91
-15,5	10,66	12,54	14,45	16,39
-16	11,03	12,98	14,95	16,96
-16,5	11,41	13,42	15,46	17,53
-17	11,78	13,87	16,02	18,18
-17,5	12,19	14,36	16,69	18,98
-18	12,69	14,97	17,49	19,92
-18,5	13,31	15,75	18,58	21,24
-19	13,95	16,56	19,59	22,46
-19,5	14,73	17,55	20,75	23,85
-20	15,70	18,76	22,09	25,44
-20,5	16,79	20,12	23,66	27,31
-21	18,05	21,69	25,41	29,37
-21,5	19,73	23,79	27,88	32,33
-22	21,55	26,08	30,55	35,53
-22,5	22,99	27,84	32,74	38,11

Depth	□ 30	□ 35	□ 40	□ 45
(m)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)
-23	24,44	29,61	34,81	40,53
-23,5	25,75	31,19	36,75	42,79
-24	27,45	33,28	39,35	45,87
-24,5	29,10	35,32	41,86	48,84
-25	30,87	37,49	44,41	51,84
-25,5	32,10	38,94	46,18	53,87
-26	33,37	40,45	47,88	55,81
-26,5	34,58	41,87	49,54	57,69
-27	35,78	43,28	51,10	59,44
-27,5	36,88	44,55	52,60	61,13
-28	38,80	46,79	55,14	63,97
-28,5	39,19	47,23	55,59	64,47
-29	40,26	48,47	57,00	66,04
-29,5	41,27	49,63	58,46	67,67
-30	42,32	50,84	59,84	69,22
-30,5	43,38	52,06	61,37	70,94
-31	44,44	53,30	62,82	72,57
-31,5	45,56	54,62	64,32	74,28
-32	46,81	56,10	65,91	76,08
-32,5	48,06	57,59	67,59	78,00
-33	49,37	59,14	69,41	80,07
-33,5	53,48	64,49	76,04	88,24
-34	55,01	66,34	78,19	90,72
-34,5	56,48	68,09	80,28	93,14
-35	60,87	73,82	87,42	101,93
-35,5	62,32	75,56	89,60	104,46
-36	64,81	78,69	93,45	109,09

Depth	□ 30	□ 35	□ 40	□ 45
(m)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)
-37	68,84	83,67	99,32	116,02
-37,5	70,34	85,44	101,50	118,53
-38	71,92	87,34	103,64	120,98
-38,5	73,45	89,15	105,78	123,44
-39	74,92	90,89	107,84	125,79
-39,5	70,03	83,97	98,58	113,82
-40	70,47	84,29	98,69	113,70
-40,5	71,92	86,01	100,74	116,04
-41	73,42	87,77	102,75	118,31
-41,5	74,91	89,53	104,80	120,64
-42	76,47	91,37	106,89	123,03
-42,5	77,99	93,17	109,03	125,47
-43	79,59	95,05	111,17	127,91
-43,5	81,18	96,94	113,31	130,34
-44	82,80	98,86	115,50	132,82
-44,5	84,40	100,74	117,68	135,31
-45	86,02	102,65	119,86	137,78
-45,5	87,61	104,52	122,04	140,25
-46	89,21	106,39	124,17	142,66
-46,5	90,77	108,22	126,30	145,08
-47	92,32	110,05	128,38	147,43
-47,5	93,85	111,83	130,47	149,78
-48	95,38	113,61	132,50	152,07
-48,5	96,90	115,39	134,54	154,36
-49	98,43	117,17	136,57	156,65
-49,5	99,96	118,95	137,54	157,59
-50	100,68	119,64	139,58	159,88

Sebelum menentukan diameter tiang yang digunakan maka perlu dihitung P_{max} yang bekerja pada satu tiang, kemudian dipilih ukuran tiang pancang yang memiliki daya dukung yang sesuai dengan beban yang terjadi. Dalam hal ini, dipilih ukuran tiang pancang 45cm x 45 cm.



Gambar 5. 1 Grafik Daya Dukung Ijin Tiang Pancang

5.2.1.2 Spesifikasi tiang pancang

Spesifikasi tiang pancang untuk perencanaan pondasi area tepi gudang adalah sebagai berikut :

- Jenis tiang pancang = Tiang Pancang Persegi
- Kelas = D
- Ukuran = 45 cm x 45 cm
- Luas penampang = 2025 cm²
- Modulus inertia = 341719 cm⁴
- Berat = 506 kg/cm²
- Kuat tekan beton, f'_c = 41,5 MPa
- *Allowable Axial* = 257,88 ton
- Bending moment
Crack = 14,78 ton.m
Ultimate = 25,22 ton.m
- *Decompression tension* = 113,3 ton
- Panjang = 14 m

Berdasarkan perhitungan daya dukung tiang pancang dengan berbagai ukuran maka dipilih tiang pancang dengan ukuran 45x45 cm². $Q_{allowable}$ bahan tiang yaitu 257,88 ton dan nilai $\frac{1}{2} Q_{allowable}$ bahan adalah 128,94 ton.

Daya dukung ijin tanah didapat pada kedalaman 22,5 m dengan Q ijin tanah dasar sebesar 127,93 ton. Namun, karena kondisi eksisting tiang pancang ditanam pada kedalaman 28 m , maka direncanakan tiang pancang perbaikan sampai dengan kedalaman 28 m dengan $Q_{ultimate}$ tanah sebesar 191,91 ton. Dengan nilai faktor keamanan (SF) 3, maka nilai Q_{ijin} tanah pada kedalaman 28 m adalah 63,97 ton.

5.2.1.3 Perhitungan jumlah tiang pancang

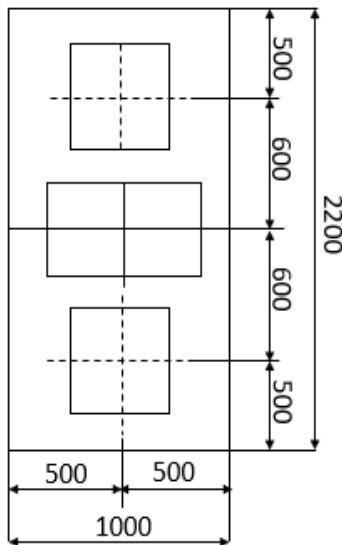
Setelah didapatkan beban aksial yang bekerja pada masing-masing kolom, kemudian direncanakan jumlah tiang pancang yang dibutuhkan untuk memikul beban aksial. Yaitu dengan membagi beban aksial dengan daya dukung ijin satu tiang pada kedalaman yang telah ditentukan.

$$n = \frac{P}{P_{ijin}}$$

Berdasarkan hasil perhitungan jumlah kebutuhan pondasi tiang pancang pada setiap kolom, maka direncanakan pula pile cap pada masing-masing kolom. Dalam perencanaan ini, hanya digunakan 1 jenis pile cap, sebab kebutuhan tiang pancang di 13 kolom yang ada adalah sama yaitu 2 tiang pancang.

5.2.1.4 Konfigurasi pondasi

Direncanakan jarak antar tiang (s) = $3D$ dan jarak tiang terluar ke tepi pilecap = D . Konfigurasi tiang pancang untuk $n=2$ dapat dilihat pada Gambar 5.2.



Gambar 5. 2 Konfigurasi Tiang Pancang Tepi

Beban dan momen yang bekerja pada titik pusat pilecap dihitung dengan menjumlahkan semua beban-beban dan momen yang didukung oleh pondasi.

Data beban :

Data Beban		Total
P (ton)	=	26,389
V _x (ton)	=	2,998
V _y (ton)	=	1,0796
M _x (t.m)	=	0,479
M _y (t.m)	=	124,217

Tabel 5. 3 Susunan Tiang Pancang

No	Jumlah	x	n.x ²	No	Jumlah	x	n.y ²
1	2	0	0	1	1	0,675	0,456
			0	2	1	0,675	0,456
	2		0		2		0,911

Gaya yang bekerja pada 1 tiang :

Setelah mengetahui gaya-gaya reaksi diperletakan, selanjutnya dicari P_{max} dan P_{min} yang bekerja pada satu tiang. P_{max} dan P_{min} dapat dihitung dengan perumusan sebagai berikut:
Contoh Perhitungan :

$$P_{max} = \frac{Pu}{n} + \frac{M_x \cdot Y_{max}}{\sum Y^2} + \frac{M_y \cdot X_{max}}{\sum X^2}$$

$$P_{max} = \frac{14,738}{2} + \frac{0,479 \times 0}{0^2} + \frac{124,217 \times 0,675}{1,35^2} = 53,375 \text{ ton}$$

$$P_{min} = \frac{14,738}{2} - \frac{0,479 \times 0}{0^2} - \frac{124,217 \times 0,675}{1,35^2} = -38,64 \text{ ton}$$

Tabel 5. 4 Kontrol Gaya Maksimum 1 Tiang terhadap Q ijin

Joint	P	n	P/n	Pmax	Pmin	Q ijin	Pmax < Q ijin
	(ton)	(titik)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)	
1	14,738	2	7,37	53,38	-38,64	63,97	oke
19	26,390	2	13,19	59,20	-32,81	63,97	oke
30	26,359	2	13,18	59,19	-32,83	63,97	oke
41	26,193	2	13,10	59,10	-32,91	63,97	oke
52	26,146	2	13,07	59,08	-32,93	63,97	oke
63	26,135	2	13,07	59,07	-32,94	63,97	oke
74	26,132	2	13,07	59,07	-32,94	63,97	oke
85	26,135	2	13,07	59,07	-32,94	63,97	oke
96	26,146	2	13,07	59,08	-32,93	63,97	oke
107	26,193	2	13,10	59,10	-32,91	63,97	oke
118	26,359	2	13,18	59,19	-32,83	63,97	oke
129	26,390	2	13,19	59,20	-32,81	63,97	oke
140	14,738	2	7,37	53,38	-38,64	63,97	oke

Berdasarkan Tabel 5.4 diketahui nilai maksimum yang terjadi Pmax adalah 59,20 ton. Agar tiang pancang dapat memikul beban Pmax, maka dibutuhkan tiang pancang dengan nilai Qijin > Pmax, yaitu didapatkan pada tiang pancang ukuran 45cm x 45cm dengan kedalaman 28 m dengan nilai Qijin= 63,97 ton seperti terlihat pada Tabel 5.2 dan Gambar 5.1.

Efisiensi Tiang :

Efisiensi tiang pancang dalam grup didapatkan berdasarkan rumus *Converse-Labarre* dari persamaan dibawah ini :

$$\eta = 1 - \left(\frac{\arctg \left(\frac{D}{S} \right)}{90} \right) \left(\frac{(n-1)m + (m-1)n}{mn} \right)$$

$$\eta = 1 - \left(\frac{\arctg\left(\frac{45}{135}\right)}{90} \right) \left(\frac{(2-1)1 + (1-1)2}{1 \times 2} \right)$$

$$\eta = 0,897$$

Daya dukung tiang grup :

Daya dukung tiang grup dihitung dengan mengalikan daya dukung satu tiang dengan efisiensi. Daya dukung 1 tiang pancang (Q_{ult}) berdasarkan SPT pada kedalaman 28 m adalah 191,91 ton, sehingga didapatkan besar daya dukung tiang grup sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Q_g &= \eta \times n \times Q_{ijin \text{ tiang}} \\ &= 0,897 \times 2 \times 63,97 \\ &= 114,84 \text{ ton} \end{aligned}$$

Setelah didapatkan hasil perhitungan Q_{grup} , perlu dilakukan kontrol terhadap beban yang bekerja diatas pondasi tiang. Agar pondasi dapat menahan beban dari atas maka Q_g harus lebih besar dari beban P yang diterima oleh pondasi.

Berikut ini merupakan tabel hasil perhitungan daya dukung tiang grup :

Tabel 5. 5 Daya Dukung Tiang Grup

Joint	P	Konfigurasi Tiang		η	Q _{ijin tiang}	Q _g	P _{max}	Q _g > P _{max}
	(ton)	m	n		(ton)	(ton)	(ton)	
1	14,738	2	1	1,35	0,898	63,97	59,20	Oke
19	26,390	2	1	1,35	0,898	63,97	59,20	Oke
30	26,359	2	1	1,35	0,898	63,97	59,20	Oke
41	26,193	2	1	1,35	0,898	63,97	59,20	Oke
52	26,146	2	1	1,35	0,898	63,97	59,20	Oke
63	26,135	2	1	0,898	63,97	114,84	59,20	Oke
74	26,132	2	1	0,898	63,97	114,84	59,20	Oke
85	26,135	2	1	0,898	63,97	114,84	59,20	Oke

Joint	P	Konfigurasi Tiang		η	Q ijin tiang	Qg	Pmax	Qg > Pmax
	(ton)	m	n		(ton)	(ton)	(ton)	
96	26,146	2	1	0,898	63,97	114,84	59,20	Oke
107	26,193	2	1	0,898	63,97	114,84	59,20	Oke
118	26,359	2	1	0,898	63,97	114,84	59,20	Oke
129	26,390	2	1	0,898	63,97	114,84	59,20	Oke
140	14,738	2	1	0,898	63,97	114,84	59,20	Oke

5.2.1.5 Kontrol gaya horizontal maximum

Besarnya gaya horizontal batas atau maksimum yang bekerja diujung sebuah tiang dihitung sesuai dengan persamaan berikut :

Fixed-headed pile :

$$Hu = \frac{2Mu}{(e + Zf)}$$

Dimana :

Hu = ultimate lateral resistance

Mu = 19,62 ton.m ($M_{ultimate}$ bahan tiang)

Hx = 2,9977 ton (hasil perhitungan SAP)

Hy = 1,0796 ton (hasil perhitungan SAP)

e = 0 (gaya H bekerja pada permukaan tanah atau diujung tiang)

Tiang Pancang Eksisting = 45cm x 45cm

$$E = 4700\sqrt{f'c}$$

$$= 4700\sqrt{41,5}$$

$$= 30277,63 \text{ MPa}$$

$$= 30277632,01 \text{ kN/m}^2$$

$$I = 0,003417188 \text{ m}^4$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{nh}}$$

$$= \sqrt[5]{\frac{30277632,01 \times 0,000675}{350}}$$

$$= 3,12 \text{ m}$$

$$Zf = 1,8 \cdot T$$

$$Zf = 1,8 \times 3,12 = 5,7 \text{ m dari permukaan tanah.}$$

Maka berikut perhitungan H_u :

$$H_u = \frac{2Mu}{(e + Zf)} = \frac{2 \times 19,62 \text{ ton.m}}{(0 + 5,7)} = 6,88 \text{ ton}$$

Syarat tegangan horizontal yang terjadi harus lebih kecil dari tegangan horizontal ijin. Maka H yang terjadi :

- $H_x = 2,9977 \text{ ton}$
- $H_y = 1,0796 \text{ ton}$
- $H_r = \sqrt{H_x^2 + H_y^2} = 3,2 < H_u \text{ (Oke!)}$

Kontrol Free Head Pile

Maka berikut perhitungan H_u :

$$H_u = \frac{Mu}{(e + Zf)} = \frac{29,62 \text{ ton.m}}{(0 + 5,7)} = 3,44 \text{ ton}$$

Syarat tegangan horizontal yang terjadi harus lebih kecil dari tegangan horizontal ijin. Maka H yang terjadi :

- $H_x = 2,9977 \text{ ton}$
- $H_y = 1,0796 \text{ ton}$

$$H_r = \sqrt{H_x^2 + H_y^2} = 3,2 < H_u \text{ (Oke!)}$$

5.2.1.6 Kontrol defleksi tiang akibat *lateral loads*

Besarnya defleksi horizontal (U) dari tiang vertikal akibat lateral loads dihitung menggunakan persamaan Tomlinson (1977) :

Deflection at head untuk fixed-headed pile :

$$U = \frac{H_u(e + Zf)^3}{12EI}$$

Dimana :

$$E_c = 3027763,2 \text{ ton/m}^2$$

$$I_c = 0,000675 \text{ m}^4$$

Maka berikut perhitungan defleksi yang terjadi pada tiang :

$$U_x = \frac{H_x(e + Zf)^3}{12EI} = \frac{2,997 \times (0 + 5,7)^3}{12 \times 3027763,2 \times 0,0034172} = 0,0045 \text{ m} = 4,5 \text{ mm}$$

$$U_y = \frac{H_y(e + Zf)^3}{12EI} = \frac{1,0796 \times (0 + 5,7)^3}{12 \times 3027763,2 \times 0,0034172} = 0,0016 \text{ m} = 1,6 \text{ mm}$$

Defleksi yang diijinkan untuk 1 tiang berdasarkan nilai H_u (dari sub bab 5.3.2.3) adalah sebagai berikut :

$$U = \frac{H_u(e + Zf)^3}{12EI} = \frac{6,88 \times (0 + 5,7)^3}{12 \times 3027763,2 \times 0,003417188} = 0,0103 \text{ m} = 10,3 \text{ mm}$$

Hasil perhitungan defleksi ijin akibat lateral loads adalah 8,54 m, maka :

- $U_x = 4,5 \text{ mm} > 10,3 \text{ mm}$ Ok!
- $U_y = 1,6 \text{ mm} < 10,3 \text{ mm}$ Ok!

Defleksi tiang kearah sumbu x melebihi defleksi ijin tiang, hal ini menunjukan tiang dapat menahan *lateral loads* yang terjadi.

Tabel 5. 6 Resume Kontrol Defleksi Akibat Gaya Gaya Horizontal

	<i>Hr</i>	<i>Hu</i>	<i>Ux</i>	<i>Uy</i>	<i>U ijin</i>
	(ton)	(ton)	(mm)	(mm)	(mm)
<i>Fixed-Headed Pile</i>	3,2	6,88	4,5	1,6	10,3
<i>Free Head Pile</i>	3,2	3,44			

5.2.1.7 Kontrol momen yang terjadi pada tiang pancang

Momen yang terjadi, yaitu momen yang didapatkan dari analisa *SAP 2000* harus lebih kecil dari momen bahan tiang pancang (M_u). Besarnya momen ultimit bahan tiang diketahui 6,13 ton.m dan nilai momen crack tiang eksisting adalah 4,48 ton.m.

Cek momen crack tiang :

$M_{crack} = 14,87 \text{ ton.m}$ (bahan)

$M_{max} = 2,35 \text{ ton.m}$ (hasil analisa SAP2000)

Maka;

$M_{crack} > M_{max}$ (Oke!)

Kondisi tiang pancang eksisting tidak mengalami retak.

Cek keamanan tiang :

$SF = M_{crack}/M_{max}$

$SF = 14,87/2,35 = 6,3 > 1,5$ (Oke!)

Cek momen ultimate tiang :

$M_{ult} = 19,62 \text{ ton.m}$

$M_{max} = 2,35 \text{ ton.m}$ (hasil analisa SAP2000)

Maka;

$M_{ult} > M_{max}$ (Oke!)

Kondisi tiang pancang eksisting tidak mengalami retak.

Cek keamanan tiang :

$SF = M_{ult}/M_{max}$

$SF = 19,62/2,35 = 8,3 > 2$ (Ok!)

Dari hasil perhitungan diatas didapatkan nilai SF untuk kontrol moment terhadap crack $SF= 16,3$ dimana syarat moment terhadap crack minimal $SF=1,5$ dan didapatkan juga nilai SF untuk kontrol terhadap moment ultimate tiang $SF= 8,3$ dimana syarat SF minimal untuk kontrol terhadap moment ultimate adalah $SF=2$. Sehingga dapat disimpulkan bahwa perencanaan memenuhi syarat.

5.2.1.8 Kontrol kekuatan tiang terhadap gaya lateral

Setelah direncanakan untuk dapat menahan gaya-gaya reaksi perletakan, pondasi tiang pancang juga perlu dikontrol terhadap gaya horizontal. Defleksi dan momen yang terjadi pada tiang pancang tidak boleh melebihi batas yang diijinkan. Berikut ini adalah perhitungan kontrol terhadap pondasi :

- **Mencari harga f**

Harga f didapatkan dari grafik NAVFAC DM-7 (Gambar 2.8).
Nilai f ditentukan berdasarkan nilai qu diujung tiang.

$$q_u = 2 c_u$$

$$q_u = 2 \times 5,6 = 11,2 \text{ t/m}^2 = 1,12 \text{ kg/cm}^2$$

Setelah diplotkan ke dalam grafik hubungan qu dengan f maka didapatkan nilai $f = 5 \text{ ton/ft}^3$ atau $f = 0,16 \text{ kg/cm}^3$

- **Menentukan nilai T**

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}}$$

$$I = \frac{1}{12} 45 \times 45^3 = 341718,75 \text{ cm}^4$$

$$E = 4700 \sqrt{41,5} = 30277,632 \text{ MPa} = 302776,32 \frac{\text{kg}^2}{\text{cm}}$$

$$T = \left(\frac{302776,32 \times 341718,75}{0,16} \right)^{\frac{1}{5}}$$

$$T = 230,215 \text{ cm}$$

- **Menentukan nilai F δ dan Fm**

Untuk menentukan nilai F δ dan Fm dapat digunakan grafik NAFVAC DM-8 yang tercantum pada Gambar 2.8

Nilai F δ dan Fm didapatkan berdasarkan nilai L/T, dimana L adalah panjang sebuah tiang yang digunakan. Sehingga nilai L/T yaitu :

$$L/T = 2800/230,215 = 12,16$$

Berdasarkan grafik hubungan L/T dengan F δ sesuai gambar maka didapatkan F δ = 0,89, dan berdasarkan Gambar 2.8 Grafik hubungan L/T dengan Fm didapatkan Fm = 0,55

- **Menghitung nilai defleksi (δ_p) pada tiang**

Defleksi terbesar yang terjadi pada tiang berada dibagian paling atas tiang. Nilai defleksi yang terjadi harus memenuhi syarat ijin

maksimum defleksi yaitu sebesar 1 inch atau 2,54 cm sesuai NAVFAC DM-7. Untuk besarnya defleksi pada tiang pancang tepi dapat dihitung sebagai berikut :

Nilai yang didapatkan dari SAP untuk geser arah x yaitu $P_x = 14,738/2 = 7,369$ ton

$$\begin{aligned}\delta_{px} &= F\delta \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \\ \delta_{px} &= 0,89 \left(\frac{7369,10 \times 230,21^3}{302776,32 \times 341718,75} \right) \\ \delta_{px} &= 0,77 \text{ cm} \\ \delta_{px} &< 2,54 \text{ cm (OK)}\end{aligned}$$

Nilai yang didapatkan dari SAP untuk geser arah y yaitu $P_y = 2,997/2 = 1,4988$ ton.

$$\begin{aligned}\delta_{py} &= F\delta \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \\ \delta_{py} &= 0,89 \left(\frac{1498,85 \times 230,21^3}{302776,32 \times 341718,75} \right) \\ \delta_{py} &= 0,16 \text{ cm} \\ \delta_{py} &< 2,54 \text{ cm (OK)}\end{aligned}$$

Keterangan :

P = F_y/n

n = Jumlah tiang dalam satu grup

T = Faktor kekakuan relatif

E = Modulus elastisitas tiang

I = Momen Inersia dari potongan melintang tiang

$\delta < 1$ inch (2,54 cm)

- Menentukan nilai momen (Mp) pada tiang

Momen terbesar yang terjadi pada tiang berada dibagian paling atas tiang. Besarnya momen dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$M_p = F_M PT$
 $M_{px} = 0,55 \times 7,369 \times 2,3$
 $= 9,33 \text{ t.m} < 14,78 \text{ t.m}$
 $M_{py} = 0,55 \times 1,5 \times 2,3$
 $= 1,90 \text{ t.m} < 14,78 \text{ t.m}$
 $M_p < M_{crack} \text{ tiang (OK!)}$
 $M_p < M_{ultimate} \text{ tiang (Ok!)}$

Hasil perhitungan defleksi dan momen yang terjadi dapat dilihat pada tabel berikut :

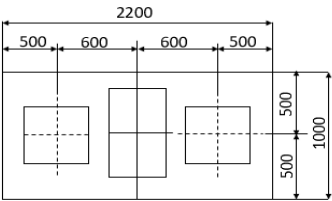
Tabel 5. 7 Defleksi dan momen pada tiang

Dimensi (mm)	δ (mm)		δ ijin (mm)	M (ton.m)		M_{crack} (ton.m)	SF	
	x	y		x	y		x	y
450 x 450	77	16	254	9,33	1,90	14,78	1,6	7,8

Berdasarkan Tabel 5.8 dapat diketahui perencanaan yang lebih aman adalah apabila digunakan tiang pancang dengan ukuran 45cm x 45cm.

5.2.2 Perencanaan Pilecap

Dalam perencanaan perbaikan tepi gudang ini direncanakan 1 jenis poer, untuk perhitungan perencanaan poer dapat dituliskan sebagai berikut :



Gambar 5. 3 Perencanaan *Pilecap*

Dimensi *pilecap* (BxL) = 1m x 2,2 m
Tebal *pilecap* (t) = 0,75 m
Diameter tulangan utama = 19 mm

Mutu beton $f'c$	=	40 MPa
Dimensi kolom	=	0,4m x 0,7 m
β_c	=	2,2
As (kolom tepi)	=	30
Tebal selimut beton	=	75 mm
Tinggi efektif balok pilecap (d)	=	$750 - 75 - 19 - (\frac{1}{2} \times 19)$ = 646,5 mm
Geser dua arah disekitar kolom, bo	=	$2 \times (0,7 + 0,45) + (0,4 + 0,45)$ = 4 m
Gaya geser, V_u 1 tiang	=	191,904 ton

5.2.2.1 Kontrol Tebal *Pilecap*

Perhitungan kuat geser 1 arah berdasarkan SNI 03-2847-2002 yaitu dengan menentukan nilai terkecil dari ketiga persamaan berikut :

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \sqrt{f'c} \cdot bo \cdot d}{6} \\
 &= \frac{\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \sqrt{40} \cdot 4000 \cdot 646,5}{6} 10^{-4} \\
 &= 520,396 \text{ ton} \dots (\text{menentukan})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{\left(2 + \frac{\alpha_s \times d}{b}\right) \sqrt{f'c} \cdot bo \cdot d}{12} \\
 &= \frac{\left(2 + \frac{30 \times 615,5}{4000}\right) \sqrt{40} \cdot 4000 \cdot 646,5}{12} \times 10^{-4} \\
 &= 933,44 \text{ ton} \\
 V_c &= \frac{\sqrt{f'c} \cdot bo \cdot d}{3} = \frac{\sqrt{40} \cdot 4000 \cdot 646,5}{3} \times 10^{-4} \\
 &= 545,177 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Nilai kuat geser satu arah yang diijinkan (ϕV_c) harus lebih besar dari gaya geser satu arah ultimit (V_{ul}) agar *pile cap* tidak mengalami kegagalan satu arah ($\phi V_c > V_{ul}$) ; ϕ untuk geser sebesar 0,75 sesuai dengan SNI 03-2847-2002.

Gaya geser satu arah ultimit adalah besarnya gaya geser satu arah yang dihasilkan dari daya dukung tiang pancang. Sehingga perhitungan gaya geser satu arah ultimit adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_{u1} &= \sum pile \times Q_u \\ V_{u1} &= 2 \times 191,904 \\ &= 383,83 \text{ ton} \\ V_u &= P_u \end{aligned}$$

Cek ketebalan poer :

$$\begin{aligned} \emptyset V_c &= 0,75 \times 520,395 \\ &= 390,269 \text{ ton} \\ V_{u1} &= 383,83 \text{ ton} \end{aligned}$$

$\emptyset V_c > V_{u1}$ (OK) ketebalan *pilecap* memenuhi.

5.2.2.2 Tinjauan Geser Dua Arah

Perhitungan kuat geser dua arah dilakukan sama halnya perhitungan kuat geser satu arah, yaitu dipilih nilai kuat geser minimum.

$$B_o = 4 \times (0,45 + 0,50) = 3,6 \text{ m}$$

$$\text{Gaya Geser } V_u = 59,20 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d}{6} \\ &= \frac{\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \sqrt{40} \cdot 3600 \cdot 646,5}{6} 10^{-4} \\ &= 223,028 \text{ ton} \dots\dots(\text{menentukan}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{\left(2 + \frac{\alpha_s \times d}{b}\right) \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d}{12} \\ &= \frac{\left(2 + \frac{30 \times 615,5}{3600}\right) \sqrt{40} \cdot 3600 \cdot 646,5}{12} \times 10^{-4} \end{aligned}$$

$$= 906,186 \text{ ton}$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d}{3} = \frac{\sqrt{40} \cdot 3600 \cdot 646,5}{3} \times 10^{-4}$$

$$= 490,659 \text{ ton}$$

Faktor reduksi kekuatan geser poer, $\phi = 0,75$

Maka, $\phi V_c = 0,75 \times 223,028 = 167,271 \text{ ton} \geq V_u (59,12 \text{ ton})$

5.2.2.3 Penulangan Pile Cap

Untuk penulangan lentur, Poer dianalisa sebaga balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Perhitungan daya dalam poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

$$P_{\max} = 59,12 \text{ ton}$$

$$M = P \cdot x$$

$$= 59,12 \cdot 0,45$$

$$= 26,602 \text{ ton.m}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{26,602 \times 10^6}{0,9 \times 1900 \times 646,5^2} = 0,0372 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'c} = \frac{400}{0,85 \cdot 40} = 11,765 \text{ MPa}$$

$$\rho_b = 0,85 \left(\beta_1 \times \frac{f'c}{f_y} \right) \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= 0,85 \times \left(0,85 \times \frac{40}{400} \right) \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= 0,0433$$

$$\rho_{\max} = \phi \rho_b = 0,75 \times 0,0433 = 0,0325$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} - \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{11,765} - \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 0,0372}{600}} \right) \\ &= 0,0039\end{aligned}$$

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$$

$$0,0035 < 0,0039 < 0,0325$$

Maka digunakan ρ pakai = $\rho_{\text{perlu}} = 0,0039$

- Jumlah kebutuhan tulangan arah x dengan D19 ($A_s = 283,385 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned}A_s \text{ perlu} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0039 \times 1900 \times 646,5 \\ &= 4889,02 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jumlah tulangan (n)

$$\begin{aligned}n \text{ perlu} &= A_s / A_s' \\ &= 4889,02 / 283,385 \\ &= 17,25 \\ &= 19 \text{ buah}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s \text{ pakai} &= n \times A_s' \\ &= 19 \times 283,385 \\ &= 5100,93 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jarak pemasangan antar tulangan (s)

$$\begin{aligned}s &= (b - 2d_{\text{ec}}) / (n - 1) \\ &= (1900 - (2 \times 75)) / (19 - 1) \\ &= 102,94 \text{ mm} = 100 \text{ mm}\end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan kebutuhan jumlah tulangan arah x maka digunakan 18D19 – 100

- Jumlah kebutuhan tulangan arah y dengan D19 ($A_s = 283,385 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned}A_s \text{ perlu} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0039 \times 1000 \times 646,5 \\ &= 2414,972 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jumlah tulangan (n)

$$\begin{aligned} n \text{ perlu} &= A_s / A_s' \\ &= 2414,972 / 283,385 \\ &= 8,52 \\ &= 9 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ pakai} &= n \times A_s' \\ &= 9 \times 283,385 \\ &= 2550,475 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak pemasangan antar tulangan (s)

$$\begin{aligned} s &= (b - 2\text{dec}) / (n - 1) \\ &= (100 - (2 \times 75)) / (9 - 1) \\ &= 106,25 \text{ mm} = 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan kebutuhan jumlah tulangan arah x maka digunakan 9D19 – 100

Tabel 5. 8 Hasil Perhitungan Tulangan Pile Cap Tepi

Pile Cap			
Tulangan	Jumlah (n)	D (mm)	Jarak (s)
x	19	19	100
y	9	19	100

5.2.3 Perencanaan Tiang Bor

5.2.3.1 Daya Dukung Tiang Bor

a. Perhitungan daya dukung ujung tiang

Perhitungan daya dukung *bored pile* ini didasarkan pada metode perhitungan Luciano De Court.

$$Q_p = (\alpha \times (N_p \times K) \times A_p)$$

Direncanakan diameter tiang = 450 mm, maka :

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \pi \cdot 0,45^2 \\ &= 0,158963 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Nilai N corr pada kedalaman 43 m = 18

N_p = 18,89 (Nilai rata-rata SPT sekitar 4D diatas hingga 4D dibawah dasar tiang)

Koefisien karakteristik tanah untuk tanah lempung (K) menurut Decourt dan Quaresma 1978 :

$$K = 120 \text{ kN/m}^2 = 12 \text{ t/m}^2$$

Koefisien dasar tiang *bored pile* berdasarkan Tabel 2. :

$$\alpha = 0,6$$

$$\begin{aligned} Q_p &= (\alpha \times (N_p \times K) \times A_p) \\ &= (0,6 \times (18,89 \times 12) \times 0,159) \\ &= 36,032 \text{ ton} \end{aligned}$$

Jika direncanakan dengan berbagai variasi diameter dengan kedalaman yang sama yaitu 41 m diperoleh hasil sebagai berikut :

Tabel 5. 9 Harga Q_p dengan Berbagai Variasi Diameter

Ds(m)	Ap (m²)	Qp (ton)
0,35	0,096163	21,925
0,4	0,1256	28,469
0,45	0,158963	36,032

- b. Perhitungan daya dukung selimut tiang

Kedalaman 43 m

$$Q_s = \left(\beta \times \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \times A_s \right)$$

Direncanakan diamter tiang = 450 mm, maka :

$$\begin{aligned} A_s &= \pi \cdot D \cdot L \\ &= \pi \cdot 0,45 \cdot 43 \\ &= 60,759 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Nilai N cor rata-rata yang tertanam hingga kedalaman 43 m

$$N_s = 8,90$$

$N_p = 18,89$ (Nilai rata-rata SPT sekitar 4D diatas hingga 4D dibawah dasar tiang)

Koefisien selimut tiang *bored pile* berdasarkan Tabel 2.

$$\beta = 0,65$$

$$\begin{aligned} Q_s &= \left(\beta \times \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \times A_s \right) \\ &= \left(0,65 \times \left(\frac{8,90}{3} + 1 \right) \times 60,759 \right) \\ &= 156,716 \text{ ton} \end{aligned}$$

- c. Daya dukung ultimit tiang

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$= 36,032 + 156,716$$

$$= 192,748 \text{ ton}$$

Daya Dukung ijin tiang dengan $SF=3$

$$Q_{ijin} = Q_u / SF$$

$$= 202,48 / 3 = 67,49 \text{ ton}$$

Tabel 5. 10 Rekapitulasi Perhitungan Qp dan Qs dengan
D=0,45 m

h	L/P	N	K	α	β	Ns	Np	As	Qp	Qs	Qult	Qijin
(m)		corr	(t/m ²)					(m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	(ton)	ton
0	L	0	40	0,6	0,7	0,6	5,20	0,00	19,84	0,00	19,84	6,61
0,5	L	0	40	0,6	0,7	0,6	5,17	0,71	19,71	0,46	20,17	6,72
1	L	10	40	0,6	0,7	0,6	5,00	1,41	19,08	1,94	21,01	7,00
1,5	L	9	40	0,6	0,7	0,6	4,63	2,12	17,64	3,56	21,20	7,07
2	L	7	40	0,6	0,7	0,6	4,22	2,83	16,11	5,02	21,13	7,04
2,5	L	5	40	0,6	0,7	0,6	4,33	3,53	16,53	6,25	22,78	7,59
3	L	4	40	0,6	0,7	0,6	4,44	4,24	16,96	7,35	24,30	8,10
3,5	L	2	12	0,6	0,7	0,6	3,44	4,95	3,94	8,17	12,11	4,04
4	L	1	12	0,6	0,7	0,6	2,56	5,65	2,92	8,84	11,77	3,92
4,5	L	1	12	0,6	0,7	0,6	1,89	6,36	2,16	9,51	11,67	3,89
5	L	1	12	0,6	0,7	0,6	1,44	7,07	1,65	10,16	11,81	3,94
5,5	L	1	12	0,6	0,7	0,6	1,11	7,77	1,27	10,80	12,08	4,03
6	L	1	12	0,6	0,7	0,6	1,00	8,48	1,14	11,45	12,59	4,20
6,5	L	1	12	0,6	0,7	0,6	1,00	9,18	1,14	12,08	13,23	4,41
7	L	1	12	0,6	0,7	0,6	1,00	9,89	1,14	12,72	13,86	4,62
7,5	L	1	12	0,6	0,7	0,6	1,00	10,60	1,14	13,35	14,49	4,83
8	L	1	12	0,6	0,7	0,6	1,00	11,30	1,14	13,97	15,12	5,04
8,5	L	1	12	0,6	0,7	0,6	1,00	12,01	1,14	14,60	15,75	5,25
9	L	1	12	0,6	0,7	0,6	1,00	12,72	1,14	15,23	16,37	5,46
9,5	L	1	12	0,6	0,7	0,6	1,00	13,42	1,14	15,85	17,00	5,67
10	L	1	12	0,6	0,7	0,6	1,00	14,13	1,14	16,47	17,62	5,87
10,5	L	1	12	0,6	0,7	0,6	1,00	14,84	1,14	17,10	18,24	6,08
11	L	1	12	0,6	0,7	0,6	1,00	15,54	1,14	17,72	18,86	6,29
11,5	L	1	12	0,6	0,7	0,6	1,00	16,25	1,14	18,34	19,48	6,49
12	L	1	12	0,6	0,7	0,6	1,00	16,96	1,14	18,96	20,10	6,70
12,5	L	1	12	0,6	0,7	0,6	1,00	17,66	1,14	19,58	20,72	6,91
13	L	1	12	0,6	0,7	0,6	1,00	18,37	1,14	20,19	21,34	7,11
13,5	L	1	12	0,6	0,7	0,6	1,00	19,08	1,14	20,81	21,96	7,32

Tabel 5. 11 Rekapitulasi Perhitungan Qp dan Qs dengan D = 0,45 m

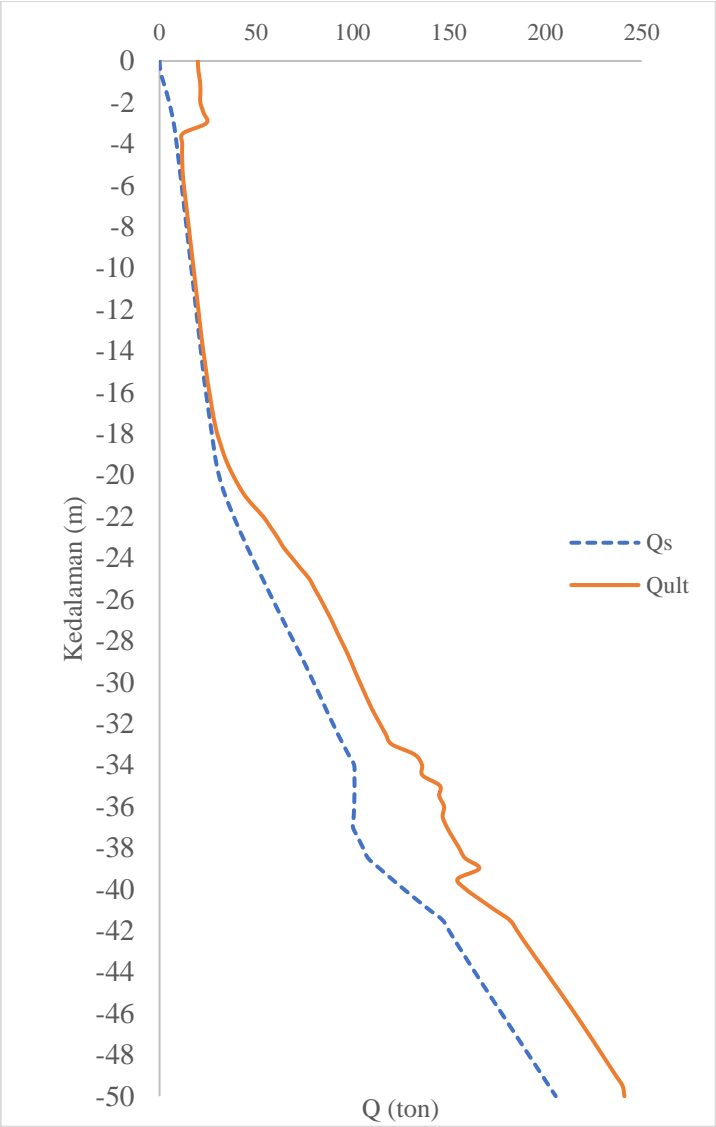
h (ton)	L/P	N corr	K (t/m ²)	α	β	Ns	Np	As (m ²)	Qp (t/m ²)	Qs (t/m ²)	Qult (ton)	Qijin ton
14	L	1	12	0,6	0,7	0,6	1,11	19,8	1,272	21,431	22,7	7,567
14,5	L	1	12	0,6	0,7	0,6	1,22	20,5	1,399	22,048	23,45	7,816
15	L	1	12	0,6	0,7	0,6	1,33	21,2	1,526	22,665	24,19	8,064
15,5	L	1	12	0,6	0,7	0,6	1,44	21,9	1,653	23,282	24,93	8,312
16	L	2	12	0,6	0,7	0,6	1,56	22,6	1,78	24,047	25,83	8,609
16,5	L	2	12	0,6	0,7	0,6	1,67	23,3	1,908	24,812	26,72	8,906
17	L	2	12	0,6	0,7	0,6	1,78	24	2,035	25,577	27,61	9,204
17,5	L	2	12	0,6	0,7	0,6	2	24,7	2,289	26,342	28,63	9,544
18	L	2	12	0,6	0,7	0,6	2,44	25,4	2,798	27,107	29,9	9,968
18,5	L	2	13	0,6	0,7	0,6	3	26,1	3,72	27,872	31,59	10,53
19	L	2	13	0,6	0,7	0,6	3,78	26,8	4,684	28,637	33,32	11,11
19,5	L	3	13	0,6	0,7	0,6	4,78	27,6	5,924	29,551	35,48	11,83
20	L	5	13	0,6	0,7	0,6	5,89	28,3	7,302	30,764	38,07	12,69
20,5	L	7	13	0,6	0,7	0,6	7	29	8,679	32,277	40,96	13,65
21	L	9	13	0,6	0,7	0,6	8,22	29,7	10,19	34,089	44,28	14,76
21,5	L	11	14	0,6	0,7	0,6	9,44	30,4	12,61	36,202	48,81	16,27
22	L	12	15	0,6	0,7	0,6	10,7	31,1	15,26	38,466	53,73	17,91
22,5	L	12	15	0,6	0,7	0,6	11,7	31,8	16,69	40,731	57,42	19,14
23	L	13	15	0,6	0,7	0,6	12,6	32,5	17,96	43,148	61,11	20,37
23,5	L	13	15	0,6	0,7	0,6	13,1	33,2	18,77	45,565	64,33	21,44
24	L	14	16	0,6	0,7	0,6	13,5	33,9	20,61	48,134	68,74	22,91
24,5	L	14	17	0,6	0,7	0,6	13,8	34,6	22,33	50,705	73,03	24,34
25	L	15	18	0,6	0,7	0,6	14,1	35,3	24,17	53,426	77,59	25,86
25,5	L	14	18	0,6	0,7	0,6	14,3	36	24,49	56,01	80,5	26,83
26	L	14	18	0,6	0,7	0,6	14,5	36,7	24,88	58,654	83,53	27,84
26,5	L	14	18	0,6	0,7	0,6	14,6	37,4	25,07	61,286	86,35	28,78
27	L	15	18	0,6	0,7	0,6	14,7	38,2	25,15	63,977	89,13	29,71
27,5	L	15	18	0,6	0,7	0,6	14,5	38,9	24,95	66,657	91,61	30,54

Tabel 5. 12 Rekapitulasi Perhitungan Qp dan Qs dengan D = 0,45 m

h	L/P	N	K	α	β	Ns	Np	As	Qp	Qs	Qult	Qijin
(ton)		corr	(t/m ²)					(m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	(ton)	ton
28	L	15	18	0,6	0,7	0,6	14,5	39,6	24,82	69,395	94,22	31,41
28,5	L	15	18	0,6	0,7	0,6	14,4	40,3	24,73	72,121	96,85	32,28
29	L	14	18	0,6	0,7	0,6	14,3	41	24,47	74,769	99,24	33,08
29,5	L	14	18	0,6	0,7	0,6	14,1	41,7	24,13	77,337	101,5	33,82
30	L	13	18	0,6	0,7	0,6	14	42,4	24	79,829	103,8	34,61
30,5	L	14	18	0,6	0,7	0,6	13,9	43,1	23,8	82,41	106,2	35,4
31	L	13	18	0,6	0,7	0,6	13,9	43,8	23,8	84,842	108,6	36,21
31,5	L	13	18	0,6	0,7	0,6	14	44,5	24	87,274	111,3	37,09
32	L	14	18	0,6	0,7	0,6	14,2	45,2	24,4	89,858	114,3	38,09
32,5	L	14	18	0,6	0,7	0,6	14,4	45,9	24,8	92,442	117,2	39,08
33	L	15	18	0,6	0,7	0,6	14,7	46,6	25,18	95,178	120,4	40,12
33,5	L	16	24	0,6	0,7	0,6	15	47,3	34,34	97,989	132,3	44,11
34	L	16	24	0,6	0,7	0,6	15,4	48	35,23	100,88	136,1	45,37
34,5	L	16	24	0,6	0,7	0,6	15,7	48,7	35,32	101,03	136,4	45,45
35	L	16	30	0,6	0,7	0,59	16,1	49,5	44,24	101,11	145,4	48,45
35,5	P	16	30	0,6	0,7	0,57	16,3	50,2	43,99	101,05	145	48,34
36	P	17	32	0,6	0,7	0,56	16,5	50,9	46,63	100,9	147,5	49,18
36,5	P	17	32	0,5	0,5	0,54	16,7	51,6	46,16	100,67	146,8	48,94
37	P	17	34	0,5	0,5	0,53	16,9	52,3	48,68	100,28	149	49,65
37,5	P	17	34	0,5	0,5	0,51	17,1	53	49,16	102,86	152	50,67
38	P	18	34	0,5	0,5	0,51	17,3	53,7	49,8	105,49	155,3	51,77
38,5	P	18	34	0,5	0,5	0,53	17,4	54,4	50,28	108,13	158,4	52,81
39	P	18	34	0,5	0,5	0,54	17,6	55,1	51,66	114,13	165,8	55,26
39,5	L	18	22	0,6	0,7	0,56	17,7	55,8	34,32	120,29	154,6	51,54
40	L	18	20	0,6	0,7	0,57	17,8	56,5	32,13	126,67	158,8	52,93
40,5	L	18	20	0,6	0,7	0,59	17,9	57,2	32,96	133,22	166,2	55,4
41	L	18	20	0,6	0,7	0,6	18,1	57,9	33,91	139,94	173,8	57,95
41,5	L	18	20	0,6	0,7	0,6	18,3	58,6	34,87	146,82	181,7	60,56
42	L	19	20	0,6	0,7	0,6	18,5	59,3	35,29	150,09	185,4	61,79
42,5	L	19	20	0,6	0,7	0,6	18,7	60,1	35,61	153,37	189	62,99
43	L	19	20	0,6	0,7	0,6	18,9	60,8	36,03	156,72	192,7	64,25

Tabel 5. 13 Rekapitulasi Perhitungan Qp dan Qs dengan D = 0,45 m

h (ton)	L/P	N corr	K (t/m ²)	α	β	Ns	Np	As (m ²)	Qp (t/m ²)	Qs (t/m ²)	Qult (ton)	Qijin ton
43,5	L	19	20	0,6	0,7	0,6	19,1	61,5	36,46	160,07	196,5	65,51
44	L	20	20	0,6	0,7	0,6	19,3	62,2	36,88	163,49	200,4	66,79
44,5	L	20	20	0,6	0,7	0,6	19,5	62,9	37,2	166,92	204,1	68,04
45	L	20	20	0,6	0,7	0,6	19,7	63,6	37,52	170,42	207,9	69,31
45,5	L	20	20	0,6	0,7	0,6	19,8	64,3	37,73	173,92	211,7	70,55
46	L	20	20	0,6	0,7	0,6	19,9	65	37,94	177,43	215,4	71,79
46,5	L	20	20	0,6	0,7	0,6	19,9	65,7	38,05	180,93	219	72,99
47	L	20	20	0,6	0,7	0,6	20	66,4	38,15	184,44	222,6	74,2
47,5	L	20	20	0,6	0,7	0,6	20	67,1	38,15	187,94	226,1	75,36
48	L	20	20	0,6	0,7	0,6	20	67,8	38,15	191,45	229,6	76,53
48,5	L	20	20	0,6	0,7	0,6	20	68,5	38,15	194,95	233,1	77,7
49	L	20	20	0,6	0,7	0,6	20	69,2	38,15	198,46	236,6	78,87
49,5	L	20	20	0,6	0,7	0,6	20	69,9	38,15	201,96	240,1	80,04
50	L	20	20	0,6	0,7	0,6	18,7	70,7	35,61	205,47	241,1	80,36

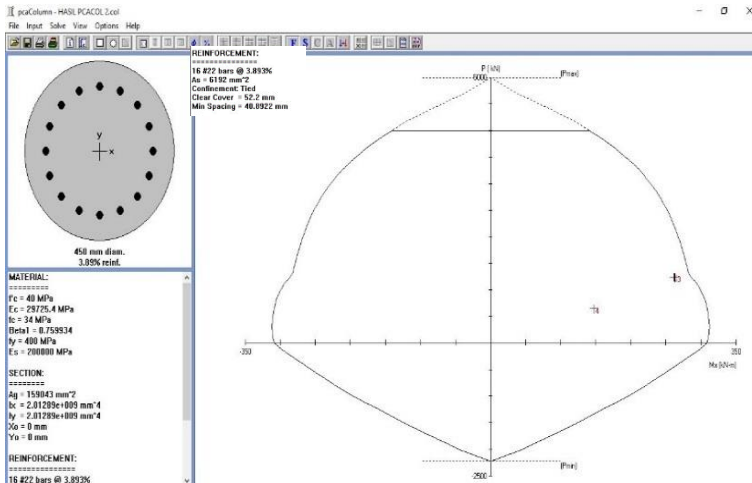


Gambar 5. 4 Grafik Daya Dukung Tiang *Bored Pile* D 45cm

5.2.3.2 Penulangan Bored Pile

Diameter bore pile	=	450 mm
Decking	=	40 mm
Dc	=	450 – 2 x 40
	=	370
Kuat tekan beton (f_c')	=	40 MPa
Kuat leleh tulangan lentur (f_y)	=	400 MPa
Kuat leleh tulangan geser (f_{yv})	=	250 MPa
Diameter tulangan lentur	=	25 mm
Diameter tulangan geser	=	13 mm
Ag (Luas bore pile)	=	$0,25 \times \pi \times d^2$
	=	$0,25 \times \pi \times 0,45^2$
	=	158962,5 mm ²
Ach (Luas Pengekangan)	=	$0,25 \times \pi \times (d-2 \times \text{deck})^2$
	=	$0,25 \times \pi \times (450 - 2 \times 40)^2$
	=	107466,5 mm ²
Angka rasio β_1	=	$0,85 - (f'_c - 28) \times 0,05/7$
	=	$0,85 - (40 - 28) \times 0,05/7$
	=	0,00714
Mu maks	=	124,22 ton.m
	=	1242,2 kNm

Perencanaan *bored pile* menggunakan program PCA-Col, adapun hasil output program pada Gambar 5.5



Gambar 5. 5 Hasil Output PCA-Column untuk *Bored Pile*
Diameter 1200 mm

Kontrol Desain

- Luas tulangan**
 Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 10.9.1, Luas tulangan longitudinal tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ dan tidak boleh lebih dari $0,08A_g$

$$A_{st} = n \times \frac{1}{4} \pi \times d^2$$

$$= 16 \times \frac{1}{4} \pi \times 22^2$$

$$= 4421,12 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 159043 \text{ mm}^2$$

$$0,01A_g \leq A_{st} \leq 0,08 A_g$$

$$(0,01 \times 159043) \leq 4421,12 \leq (0,08 \times 159043)$$

$$1590,43 \leq 4421,12 \leq 12723,44$$
- Rasio tulangan**
 Berdasarkan SNI 2847-2002 Pasal 23.3.2, kriteria rasio tulangan adalah 1% - 6%, semakin kecil nilai rasio tulangan maka tulangan semakin efisien.
 Berdasarkan output program, rasio tulangan $= 3,89\% < 6\%$ (memenuhi syarat).

- Batas Spasi
Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 7.6.3, jarak bersih antar tulangan longitudinal tidak boleh lebih dari 40 mm.
Hasil output program didapatkan min spacing = 40,89 mm
> 40 mm (memenuhi syarat).

5.2.3.3 Perencanaan Penulangan Geser *Bored Pile*

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 10.9.3 rasio volume tulangan spiral, ρ_s tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned}\rho_s &= 0,45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \times \frac{f_c'}{f_{yt}} \\ &= 0,45 \left(\frac{159043}{107466,5} - 1 \right) \times \frac{40}{250} \\ &= 0,0345\end{aligned}$$

Direncanakan tulangan spiral D13, maka luas 1 tulangan :

$$\begin{aligned}A_s &= 0,25 \times \pi \times 13^2 \\ &= 132,73 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jarak spiral maksimum 150 mm

$$\begin{aligned}S &= \frac{A_s \times \pi \times (D_c - d_b)}{\frac{\pi}{4} \times D_c^2 \times \rho_s} \\ S &= \frac{132,73 \times \pi \times (370 - 13)}{\frac{\pi}{4} \times 370^2 \times 0,0345} \\ &= 40,1 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dipasang tulangan spiral D13 - 50 mm

5.2.3.4 Perhitungan Defleksi *Bored Pile* D450 mm

Diameter bore pile	=	450 mm
Panjang tiang bor (L)	=	40,5 m
F' _c	=	40 MPa
Modulus elastis tiang (Ec)	=	$4700\sqrt{f'_c} \times 10^3$
	=	$4700\sqrt{40} \times 10^3$
	=	29725410,01 kN/m ²
Momen inersia penampang (I _c)	=	$\frac{\pi}{64} \times D^2$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{\pi}{64} \times 0,45^2 \\
 &= 0,002011869 \text{ m}^4 \\
 \text{Jarak momen terhadap muka tanah (e)} &= 0 \\
 \text{Momen design} &= 1242,173 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Untuk tanah kohesif, letak jepit maksimum adalah :

$$Z_f = 1,8 \text{ T}$$

Koefisien reaksi *subgrade* tanah lempung berdasarkan Paulo dan Davis adalah $300 \text{ kN/m}^3 - 700 \text{ kN/m}^3$ sehingga dapat digunakan nilai koefisien subgrade $n_h = 554 \text{ kN/m}^3$.

$$\begin{aligned}
 T &= \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}} \\
 &= \sqrt[5]{\frac{29725410,01 \times 0,002011869}{554}} \\
 &= 2,55 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Z_f &= 1,8 \times 2,55 \\
 &= 4,59 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_u &= \frac{M_{max}}{Z_f} \\
 &= \frac{1241,73}{4,59} = 270,56 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Untuk tiang dalam tanah kohesif, nilai defleksi tiang dikaitkan dengan faktor tak berdimensi (βL), dengan :

$$L \text{ bored pile} = 40,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 K_h &= n_h (z/d) \\
 &= 554 \times (40,5/0,45) \\
 &= 49860 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta &= \left(\frac{k_h \cdot d}{4 E_p \cdot I_p} \right) \\
 &= \left(\frac{49860 \times 0,45}{4 \times 29725410,01 \times 0,02011869} \right) \\
 &= 0,0937
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\beta L &= 0,0937 \times 40,5 \\ &= 3,79 > 1,5\end{aligned}$$

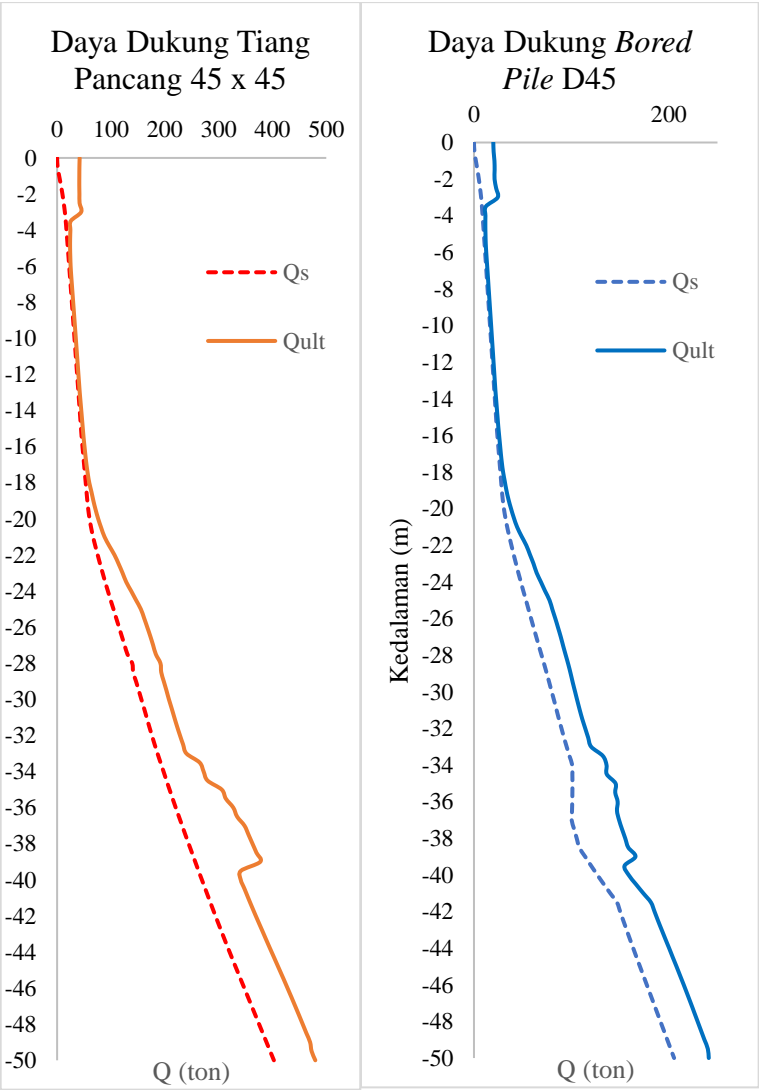
Perhitungan defleksi

$$\begin{aligned}y_o &= \frac{4H(1 + \frac{1,5e}{L})}{kh \cdot d \cdot L} \\ &= \frac{4 \times 270,56 \times (1 + \frac{1,5 \times 0}{40,5})}{39860 \times 0,45 \times 40,5} \\ &= 0,0119 \\ &= 0,119 \text{ cm}\end{aligned}$$

Rotasi tiang (Θ)

$$\begin{aligned}y_o &= \frac{4H(1 + \frac{1,5e}{L})}{kh \cdot d \cdot L} \\ \theta &= \frac{6 \times 270,56 \times (1 + \frac{1,5 \times 0}{40,5})}{39860 \times 0,45 \times 40,5} = 0,0018\end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perencanaan tiang pancang dan bored pile didapatkan perbandingan sebagai berikut :



Gambar 5. 6 Grafik Perbandingan Nilai Daya Dukung Tiang Pancang dengan Bored Pile

Berdasarkan gambar grafik 5.7 untuk mendapatkan nilai daya dukung yang mampu menahan gaya-gaya dari kolom, maka dibutuhkan struktur pondasi dengan nilai daya dukung lebih besar dari P_{max} (53,375 ton) . Berikut adalah perbandingan daya dukung dari kedua alternatif :

Tabel 5. 14 Resume Perbandingan Kebutuhan Tiang *Bored Pile* dengan Tiang Pancang

Alternatif	H (m)	Qult (ton)	Qijin (ton)	Jumlah Tiang
Tiang Pancang	28	191,91	63,97	1
Bored Pile	43	94,22	31,405	2

Agar perbaikan mudah dilaksanakan dan efisien maka dipilih alternatif perbaikan untuk pondasi tepi gudang yaitu menggunakan tiang pancang dimensi 45cmx45cm.

5.3 Perencanaan Pondasi Tengah

5.3.1 Perencanaan Tiang Pancang

5.3.1.1 Pembebanan

Pada perhitungan pembebanan pondasi gudang area tengah, direncanakan beban yang digunakan yaitu beban mati, beban mati tambahan, dan beban hidup . Adapun faktor beban yang digunakan dalam perhitungan mengacu pada RSNI T-02-2005.

a. Beban Mati

Beban mati terdiri dari beban pelat lantai gudang. Pelat lantai gudang direncanakan dengan tebal 30 cm, lebar 33,5 m dan panjang 72 m. Mutu beton yang digunakan yaitu f'_c 18,6 MPa. Perhitungan berat pelat lantai gudang yang harus dipikul oleh pondasi adalah :

$$\begin{aligned}
 A &= \text{panjang} \times \text{lebar} \\
 &= 72 \text{ m} \times 33,5 \text{ m} = 2412 \text{ m}^2 \\
 W \text{ pelat lantai} &= \gamma \text{ beton} \times \text{tebal} \times A \\
 &= 2,4 \text{ t/m}^3 \times 0,30 \text{ m} \times 2412 \text{ m}^2 \\
 &= 1736,64 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

b. Beban Mati Tambahan

Beban curah kering timbunan soda yang disimpan didalam gudang ini diasumsikan sebagai beban mati tambahan. Pada perencanaan ini, beban yang digunakan adalah beban maksimum yaitu timbunan bubuk soda setinggi 9 m yang disimpan di seluruh area gudang. Berat jenis bubuk soda yang digunakan yaitu $1,2 \text{ ton/m}^3$. Perhitungan beban mati tambahan akibat timbunan bubuk soda adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 A &= \text{panjang} \times \text{lebar} \\
 &= 72 \text{ m} \times 33,5 \text{ m} \\
 &= 2412 \text{ m}^2 \\
 W_{\text{timbunan soda}} &= \gamma_{\text{soda}} \times h_{\text{timbunan}} \times A \\
 &= 1,2 \text{ t/m}^3 \times 9 \text{ m} \times 2412 \text{ m}^2 \\
 &= 26049,6 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

c. Beban Hidup

Beban hidup yang bekerja diatas lantai direncanakan terdiri dari beban kendaraan alat berat dan beban hidup. Beban hidup yang terjadi pada gudang merupakan beban yang diakibatkan oleh operasional didalam gudang seperti beban alat berat, beban kendaraan pengangkut soda dan beban lainnya yaitu 6 t/m^2 .

Beban alat berat yang berada didalam gudang yaitu berupa *wheel loader* dengan spesifikasi berdasarkan manual book volvo 110f yaitu :

$$\begin{aligned}
 \text{Berat operasi alat} &= 18150 \text{ kg} \\
 \text{Lebar alat} &= 2,67 \text{ m} \\
 \text{Panjang alat} &= 6,07 \text{ m} \\
 \text{Beban alat berat} &= \frac{\text{berat operasi alat}}{\text{lebar alat} \times \text{panjang}} \\
 &= \frac{18,15}{2,67 \times 6,07} = 1,5 \text{ t/m}^2 \\
 \text{Beban lain lain} &= 4,5 \text{ t/m}^2 \\
 \text{Beban hidup total} &= \text{beban alat berat} + \text{beban lain-lain} \\
 &= 6 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A &= \text{panjang} \times \text{lebar} \\
 &= 72 \text{ m} \times 33,5 \text{ m} \\
 &= 2412 \text{ m}^2 \\
 \text{Beban Hidup} &= \text{Beban Hidup} \times A \text{ gudang} \\
 &= 6 \text{ t/m}^2 \times 2412 \text{ m}^2 \\
 &= 14472 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Berat total yang bekerja pada pondasi akan menentukan kedalaman dan daya dukung tiang pancang. Berikut adalah berat total yang harus dipikul oleh pondasi, yaitu :

$$\begin{aligned}
 \text{Beban total} &= \text{beban mati} + \text{beban tambahan} + \text{beban hidup} \\
 &= 26049,6 + 26049,6 + 14472 \\
 &= \mathbf{42113,52 \text{ ton}}
 \end{aligned}$$

5.3.1.2 Perhitungan pembebanan bangunan bawah

Beban yang mengenai bagian bawah pondasi yaitu berupa beban gempa. Beban gempa yang direncanakan untuk pondasi tiang pancang yaitu :

$$T_{EQ} = K_h \times I \times W_T$$

dan

$$K_h = C \times S$$

Dimana :

$$T_{EQ} = \text{Gaya geser total dalam arah yang ditinjau (ton)}$$

$$C_s = \text{Koefisien beban gempa horizontal}$$

$$I = \text{Faktor kepentingan}$$

$$W_T = \text{Berat total nominal bangunan (ton)}$$

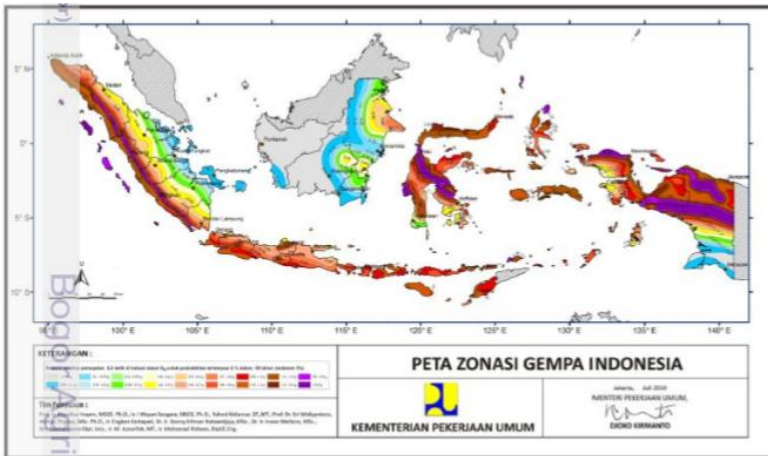
$$C = \text{Koefisien geser dasar}$$

$$S = \text{Faktor tipe bangunan}$$

Langkah perhitungan gaya gempa adalah sebagai berikut :

- 1) Menentukan lokasi gempa, dimana lokasi Gudang yang diperbaiki dalam Tugas Akhir ini terletak di kota Surabaya Barat.

- 2) Menentukan kelas situs untuk lokasi bangunan, dimana kondisi tanah dasar lokasi ini merupakan tanah lunak , sehingga berdasarkan SNI 1726:2012 untuk lokasi seperti ini dikelompokkan pada jenis situs SE (tanah lunak).
- 3) Menentukan nilai S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan nilai S_1 (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) berdasarkan peta Zonasi Gempa Indonesia untuk kota Surabaya dan didapatkan nilai $S_s=0,663$ dan nilai $S_1=0,247$.



Gambar 5. 7 Peta Respon Spektra percepatan 0,2 detik (S_s) di Batuan Dasar (SB)
(Sumber : SNI 2847-2013)



Gambar 5. 8 Peta Respon Spektra Percepatan 1,0 detik (S_1) di Batuan Dasar (SB)
(Sumber : SNI 2847-2013)

- 4) Menentukan koefisien situs berdasarkan kelas situs dan nilai S_s dan S_1 dengan menggunakan Tabel Koefisien Situs seperti berikut :

Tabel 5. 15 Koefisien Situs, F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^b				

Tabel 5. 16 Koefisien Situs, F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

Berdasarkan kedua gambar diatas maka didapatkan nilai :

$$F_a = 1,374$$

$$F_v = 3,021$$

Maka;

$$S_{MS} = F_a \times S_s = 1,374 \times 0,663 = 0,911$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 = 3,021 \times 0,247 = 0,746$$

- 5) Menghitung parameter percepatan spektral desain

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 0,911 = 0,744$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0,746 = 0,496$$

- 6) Menentukan kategori resiko bangunan berdasarkan jenis pemanfaatannya.

Karena gudang ini digunakan sebagai tempat penyimpanan maka bangunan tersebut digolongkan kedalam kategori resiko I.

- 7) Menentukan nilai faktor keutamaan gempa.

Faktor keutamaan gempa ini disesuaikan dengan kategori resiko bangunan, untuk kategori I maka nilai faktor keutamaan gempa (I_e) adalah 1.

- 8) Menentukan faktor modifikasi respons berdasarkan (SNI 2847-2013), dimana untuk bangunan gudang ini didapatkan nilai faktor modifikasi respon $R=5$ dan $C_d=5$.

- 9) Menghitung nilai spektrum respons desain

Dalam menghitung nilai spektrum respon ini perlu memperhitungkan ketentuan berikut :

- a. Jika T_0 lebih kecil, maka :

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right)$$

$$S_a = 0,744 \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right)$$

b. Jika $T_0 \geq T_s$ maka :

$$S_a = S_{DS}$$

c. Jika $T_0 > T_s$, maka :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Dimana :

S_{DS} = parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek;

S_{D1} = parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 detik;

T = periode getar fundamental struktur.

$T = C_t \cdot h_n^x$

$T_0 = 0,2 (S_{D1}/S_{DS}) = 0,133$

$T_s = (S_{D1}/S_{DS}) = 0,667$

10) Menghitung Koefisien Gempa (C_s)

$$\begin{aligned} C_{s1} &= 0,044 \times S_{DS} \times I \\ &= 0,044 \times 0,607 \times 1 \\ &= 0,0267 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{s2} &= (S_{D1} \times I) / (T_0 \times R) \\ &= (0,497 \times 1) / (0,163 \times 5) \\ &= 0,6103 \end{aligned}$$

$$C_s = \frac{S_{DS} \times I_e}{R} = \frac{0,607 \times 1}{5} = 0,1215$$

Cek ;

$$C_{s1} < C_s < C_{s2}$$

$$0,0267 < 0,1215 < 0,6103 \text{(Ok!)}$$

Digunakan $C_s = 0,1215$

11) Menghitung Gaya Gempa (V)

$$W = W_{\text{pelat}} + W_{\text{tiang}}$$

$$\begin{aligned}
 W &= (\gamma_c \times t \times A_{\text{gudang}}) + 0,5(\gamma_c \times A_{\text{tiang}} \times Z_f) \\
 &= 1520,64 + 1285,2 \\
 &= 2805,84 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= C_s \times I_e \times W \\
 V &= 0,1215 \times 1 \times W_t \\
 V &= 0,1215 \times 2805,84 \\
 V &= 340,80 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Gaya gempa yang mengenai 1 tiang pancang adalah :

$$V = 340,80 / 612 = 0,557 \text{ ton}$$

Dari perhitungan gaya gempa maka dapat dihitung besarnya momen yang terjadi pada satu tiang, yaitu :

$$M_x = M_y$$

$$M_x = V \times Z_f = 0,557 \times 3,6 = 2,004 \text{ ton.m}$$

5.3.1.3 Daya dukung tiang pancang

Perhitungan daya dukung berdasarkan data SPT dan borlog dengan cara Luciano De Court. Berikut adalah hasil perhitungan daya dukung berdasarkan data SPT.

Tabel 5. 17 Daya Dukung Ijin (Aksial-Tekan) Tiang Pancang untuk Area Tengah

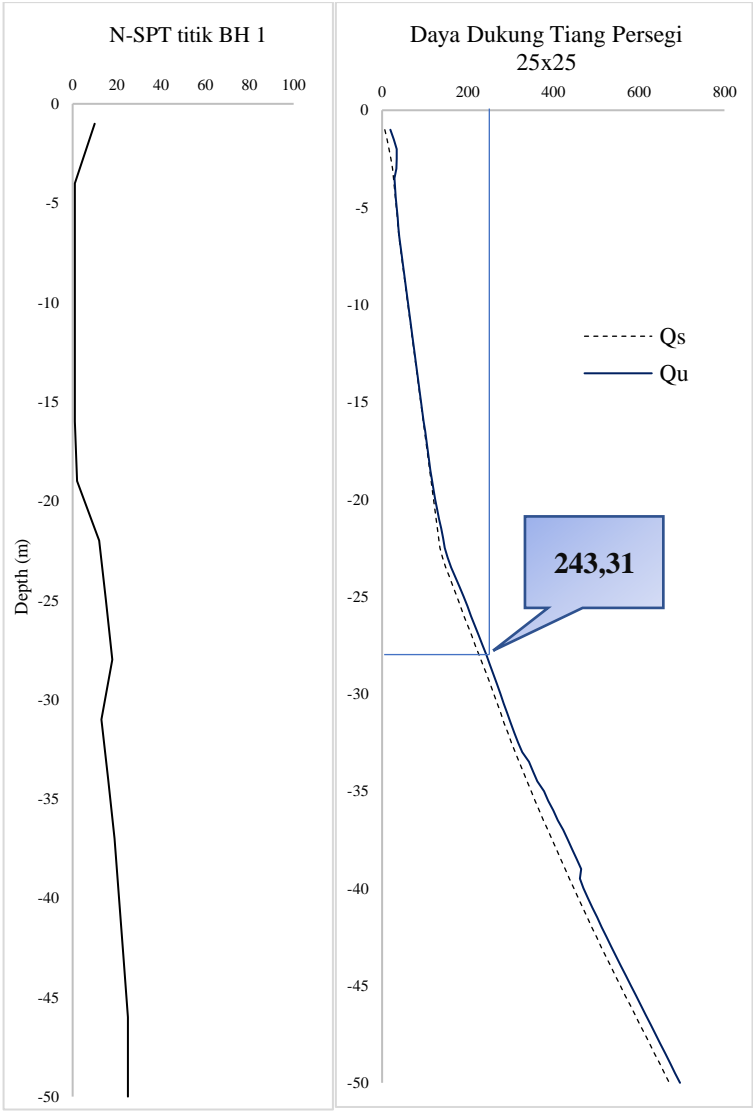
Depth	N	K	Ns	Np	As	Qp	Qs	Qu
(m)	corr	(ton/m2)			(m2)	(ton)	(ton)	(ton)
0	0,0	40	3	5,20	0,00	0,00	0,00	0,00
0,5	0,0	40	3	5,17	0,50	0,00	0,00	0,00
1	10,0	40	3,33	5,00	1,00	13,00	6,33	19,33
1,5	9,0	40	4,75	4,63	1,50	15,50	11,63	27,13
2	7,0	40	5,20	4,22	2,00	17,50	16,40	33,90
2,5	5,0	40	5,17	4,33	2,50	13,50	20,42	33,92
3	4,0	40	5,00	4,44	3,00	9,50	24,00	33,50
3,5	2,0	12	4,63	3,44	3,50	1,95	26,69	28,64

Depth	N	K	Ns	Np	As	Qp	Qs	Qu
(m)	corr	(ton/m2)			(m2)	(ton)	(ton)	(ton)
4	1,0	12	4,22	2,56	4,00	1,35	28,89	30,24
5	1,0	12	3,64	1,44	5,00	0,75	33,18	33,93
5,5	1,0	12	3,42	1,11	5,50	0,75	35,29	36,04
6	1,0	12	3,23	1,00	6,00	0,75	37,38	38,13
6,5	1,0	12	3,07	1,00	6,50	0,75	39,46	40,21
7	1,0	12	3	1,00	7,00	0,75	42,00	42,75
7,5	1,0	12	3	1,00	7,50	0,75	45,00	45,75
8	1,0	12	3	1,00	8,00	0,75	48,00	48,75
8,5	1,0	12	3	1,00	8,50	0,75	51,00	51,75
9	1,0	12	3	1,00	9,00	0,75	54,00	54,75
9,5	1,0	12	3	1,00	9,50	0,75	57,00	57,75
10	1,0	12	3	1,00	10,00	0,75	60,00	60,75
10,5	1,0	12	3	1,00	10,50	0,75	63,00	63,75
11	1,0	12	3	1,00	11,00	0,75	66,00	66,75
11,5	1,0	12	3	1,00	11,50	0,75	69,00	69,75
12	1,0	12	3	1,00	12,00	0,75	72,00	72,75
12,5	1,0	12	3	1,00	12,50	0,75	75,00	75,75
13	1,0	12	3	1,00	13,00	0,75	78,00	78,75
13,5	1,0	12	3	1,00	13,50	0,75	81,00	81,75
14	1,0	12	3	1,11	14,00	0,75	84,00	84,75
14,5	1,0	12	3	1,22	14,50	0,75	87,00	87,75
15	1,0	12	3	1,33	15,00	0,90	90,00	90,90
15,5	1,0	12	3	1,44	15,50	1,05	93,00	94,05
16	2,0	12	3	1,56	16,00	1,20	96,00	97,20
16,5	2,0	12	3	1,67	16,50	1,35	99,00	100,35
17	2,0	12	3	1,78	17,00	1,50	102,00	103,50
17,5	2,0	12	3	2,00	17,50	1,50	105,00	106,50

Depth	N	K	Ns	Np	As	Qp	Qs	Qu
(m)	corr	(ton/m2)			(m2)	(ton)	(ton)	(ton)
18	2,0	12	3	2,44	18,00	1,50	108,00	109,50
18,5	2,0	13	3	3,00	18,50	1,79	111,00	112,79
19	2,0	13	3	3,78	19,00	2,28	114,00	116,28
19,5	3,0	13	3	4,78	19,50	3,09	117,00	120,09
20	5,0	13	3	5,89	20,00	4,23	120,00	124,23
20,5	7,0	13	3	7,00	20,50	5,69	123,00	128,69
21	9,0	13	3	8,22	21,00	7,15	126,00	133,15
21,5	11,0	14	3	9,44	21,50	8,93	129,00	137,93
22	12,0	15	3	10,67	22,00	10,69	132,00	142,69
22,5	12,0	15	3	11,67	22,50	11,44	135,00	146,44
23	13,0	15	3,13	12,56	23,00	12,00	140,94	152,94
23,5	13,0	15	3,33	13,12	23,50	12,38	148,83	161,21
24	14,0	16	3,55	13,50	24,00	13,80	157,22	171,02
24,5	14,0	17	3,76	13,77	24,50	14,89	165,62	180,51
25	15,0	18	3,98	14,08	25,00	16,10	174,51	190,61
25,5	14,1	18	4,17	14,26	25,50	16,18	182,95	199,13
26	14,5	18	4,37	14,49	26,00	16,35	191,58	207,94
26,5	14,4	18	4,55	14,60	26,50	16,28	200,18	216,47
27	14,8	18	4,74	14,65	27,00	16,51	208,97	225,48
27,5	14,7	18	4,92	14,53	27,50	16,62	217,73	234,35
28	15,1	18	5,10	14,46	28,00	16,64	226,67	243,31
28,5	15,0	18	5,27	14,41	28,50	16,45	235,58	252,02
29	14,4	18	5,42	14,25	29,00	16,16	244,22	260,38
29,5	13,9	18	5,56	14,06	29,50	15,92	252,61	268,53
30	13,4	18	5,69	13,98	30,00	15,47	260,75	276,22
30,5	14,0	18	5,83	13,86	30,50	15,15	269,18	284,33
31	13,0	18	5,94	13,86	31,00	15,17	277,13	292,29

Depth	N	K	Ns	Np	As	Qp	Qs	Qu
(m)	corr	(ton/m2)			(m2)	(ton)	(ton)	(ton)
31,5	13,0	18	6,05	13,98	31,50	15,30	285,07	300,37
32	14,0	18	6,17	14,21	32,00	15,53	293,51	309,03
32,5	14,0	18	6,29	14,44	32,50	16,09	301,95	318,04
33	15,0	18	6,42	14,67	33,00	16,76	310,89	327,65
33,5	15,5	24	6,55	15,00	33,50	22,80	320,07	342,87
34	16,0	24	6,69	15,39	34,00	23,40	329,50	352,90
34,5	15,5	24	6,82	15,72	34,50	23,70	338,69	362,39
35	16,0	30	6,95	16,06	35,00	30,00	348,12	378,12
35,5	16,0	30	7,07	16,28	35,50	30,38	357,56	387,93
36	16,5	32	7,20	16,50	36,00	33,00	367,25	400,25
36,5	17,0	32	7,33	16,67	36,50	33,40	377,18	410,58
37	17,0	34	7,46	16,89	37,00	36,13	387,11	423,24
37,5	17,0	34	7,59	17,06	37,50	36,55	397,05	433,60
38	17,5	34	7,72	17,28	38,00	36,76	407,24	444,00
38,5	17,5	34	7,84	17,44	38,50	36,98	417,42	454,40
39	17,5	34	7,96	17,56	39,00	37,40	427,61	465,01
39,5	17,5	22	8,08	17,67	39,50	24,34	437,80	462,14
40	18,0	20	8,21	17,83	40,00	22,25	448,24	470,49
40,5	18,0	20	8,33	17,94	40,50	22,38	458,68	481,06
41	18,0	20	8,44	18,11	41,00	22,63	469,12	491,75
41,5	18,0	20	8,56	18,28	41,50	22,75	479,57	502,32
42	18,5	20	8,67	18,50	42,00	23,00	490,26	513,26
42,5	18,5	20	8,79	18,67	42,50	23,25	500,95	524,20
43	19,0	20	8,90	18,89	43,00	23,63	511,89	535,52
43,5	19,0	20	9,02	19,11	43,50	23,88	522,84	546,71
44	19,5	20	9,14	19,33	44,00	24,25	534,03	558,28
44,5	19,5	20	9,25	19,50	44,50	24,50	545,22	569,72

Depth	N	K	Ns	Np	As	Qp	Qs	Qu
(m)	corr	(ton/m2)				(ton)	(ton)	(ton)
45	20,0	20	9,37	19,67	45,00	24,75	556,66	581,41
45,5	20,0	20	9,49	19,78	45,50	24,88	568,10	592,98
46	20,0	20	9,60	19,89	46,00	25,00	579,55	604,55
46,5	20,0	20	9,71	19,94	46,50	25,00	590,99	615,99
47	20,0	20	9,82	20,00	47,00	25,00	602,44	627,44
47,5	20,0	20	9,92	20,00	47,50	25,00	613,88	638,88
48	20,0	20	10,03	20,00	48,00	25,00	625,33	650,33
48,5	20,0	20	10,13	20,00	48,50	25,00	636,78	661,78
49	20,0	20	10,23	20,00	49,00	25,00	648,23	673,23
49,5	20,0	20	10,33	20,00	49,50	25,00	659,68	684,68
50	20,0	20	10,42	18,67	50,00	25,00	671,13	696,13



Gambar 5. 9 Grafik Daya Dukung Injeksi Tiang Pancang

Berdasarkan perhitungan daya dukung tiang pancang dengan dimensi 25cm x 25cm didapatkan Q_u tiang = 243,31 ton pada kedalaman perencanaan 28m. Dengan nilai $SF=3$, maka nilai Q_{ijin} tiang = 81,103 ton.

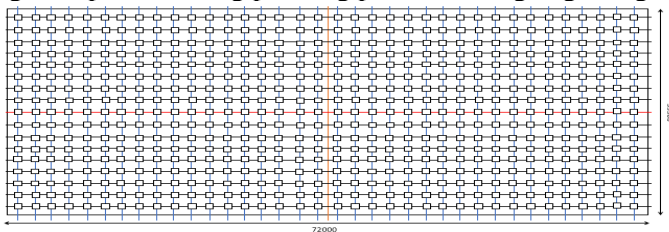
5.3.1.4 Data spesifikasi tiang pancang

Spesifikasi tiang pancang untuk perencanaan pondasi area tengah gudang adalah sebagai berikut :

- Jenis tiang pancang = Tiang Pancang Persegi
- Kelas = C
- Ukuran = 25 cm x 25 cm
- Luas penampang = 625 cm²
- Modulus inertia = 32552 cm⁴
- Berat = 156 kg/cm²
- Kuat tekan beton, f'_c = 41,5 MPa
- *Allowable Axial* = 77,92 ton
- Bending moment
 - o *Crack* = 2,98 ton
 - o *Ultimate* = 5,19 ton
- *Decompression tension* = 41,4 ton
- Panjang = 11 m

5.3.1.5 Perencanaan konfigurasi tiang pancang

Berikut ini adalah perhitungan untuk perencanaan konfigurasi pondasi tiang pancang pada area tengah gudang :



Gambar 5. 10 Konfigurasi Tiang Pancang Area Tengah Gudang

- Jumlah tiang pancang = 612 titik
- n arah x (m) = 36 titik
- n arah y (n) = 17 titik
- Lpilecap arah x = 72 m
- Lpilecap arah y = 33,5 m
- Jarak antar tiang arah x = 2 m
- Jarak antar tiang arah y = 2 m
- Jarak tiang ke sisi terluar (sx) = 1 m
- Jarak tiang ke sisi terluar (sx) = 0,75 m

Hasil perhitungan konfigurasi tiang pancang untuk setiap diameter tiang pancang yang direncanakan, yaitu 25cmx25cm dan 30cmx30cm dapat dilihat pada Tabel 5.18

Tabel 5. 18 Hasil Perhitungan Kombinasi Tiang Pancang
25cmx25cm dan 30cmx30cm

Dimensi Tiang (cm ²)	m	n	Total	Sm (m)	Sn (m)	Jarak Pancang ke Tepi m (m)	Jarak Pancang ke Tepi n (m)
25 x 25	36	17	612	2	2	1	0,75
25 x 25	36	21	756	2	1,6	1	0,75
30 x 30	36	17	612	2	2	1	0,75

Efisiensi tiang pancang dalam group (η)

Perhitungan efisiensi tiang pancang dalam grup ini didapatkan berdasarkan rumus *Converse-Labarre*, yaitu dengan perumusan sebagai berikut :

$$\eta = 1 - \left(\frac{\arctg\left(\frac{D}{S}\right)}{90} \right) \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

$$\eta = 1 - \left(\frac{\arctg\left(\frac{0,25}{2}\right)}{90} \right) \left(2 - \frac{1}{36} - \frac{1}{17} \right) = 0,848$$

Gaya yang bekerja 1 tiang

Untuk menghitung besarnya gaya yang bekerja pada tiang, digunakan beban P_u yang didapat dari perhitungan beban sebelumnya yang terdiri dari beban mati struktur, beban tambahan, dan beban hidup. Sedangkan momen yang bekerja didapatkan dari perhitungan gaya geser akibat gempa dikalikan dengan kedalaman jepit tiang (Z_f). Dalam perhitungan ini diambil titik tiang pancang yang paling kritis yaitu tiang pancang pada posisi paling ujung gudang. Berikut adalah perhitungan gaya maksimum pada tiang :

$$\begin{aligned} P_u &= 42113,5 \text{ ton} \\ M_x &= 2,0047 \text{ ton.m} \\ M_y &= 2,0047 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$P_{max} = \frac{P_u}{n} + \frac{M_x \cdot Y_{max}}{\sum Y^2} + \frac{M_y \cdot X_{max}}{\sum X^2}$$

$$P_{max} = \frac{42113,5}{612} + \frac{2,005 \times 16}{58752} + \frac{2,005 \times 35}{264180} = 68,814 \text{ ton}$$

$$P_{min} = \frac{42113,5}{612} - \frac{2,005 \times 16}{58752} - \frac{2,005 \times 35}{264180} = -68,812 \text{ ton}$$

Daya dukung 1 tiang yang dibutuhkan

Untuk mendapatkan besarnya nilai daya dukung pada satu tiang dapat dihitung dengan mengalikan nilai Q_{ijin} tanah dengan efisiensi, dimana nilai Q_{ijin} tanah yaitu besarnya $Q_{ultimate}$ dibagi dengan SF, dimana untuk perencanaan ini digunakan nilai $SF=3$.

$$Q_{ijin} > P_{max}$$

$$Q_{ijin} = (Q_{ult}/SF) \times \eta$$

$$= \left(\frac{243,31}{3} \right) \times 0,848$$

$$= 68,8173 \text{ ton} > P_{\max} \dots \dots \dots (\text{Ok!})$$

Daya dukung tiang grup :

Untuk dapat memikul beban yang ada maka daya dukung tiang grup harus lebih besar dari beban yang bekerja. Daya dukung tiang grup dihitung dengan mengalikan daya dukung ijin tiang pada kedalaman 28 m yaitu 68,8173 ton dengan jumlah tiang.

$$Q_g = n \times Q_{\text{ijin tiang}}$$

$$= 612 \times 68,8173$$

$$= 42116,2 \text{ ton} > P_u = 42113,52 \text{ ton} \dots \dots \dots (\text{Ok!})$$

Untuk mendapatkan perencanaan yang paling efektif maka dicoba dengan berbagai kedalaman tiang dan dihasilkan seperti perhitungan pada Tabel berikut :

Tabel 5. 19 Kontrol Daya Dukung Tiang Grup

No	Depth m	Pmax ton	Pmin ton	ce	Qs ton	Qp ton	Qultimate ton	Qult x Eff ton	SF	Qijin ton	Pmax ton	Qijin > Pmax	Qgrup ton	P bekerja ton	Qg > P bekerja
1	25	68,81375272	68,812	0,849	174,51	16,10	190,61	161,733	2,35	53,911	68,814	not ok	32993,586	42114,017	not ok
2	26	68,81375272	68,812	0,849	191,58	26,00	217,58	184,625	2,68	61,542	68,814	not ok	37663,571	42114,017	not ok
3	27	68,81375272	68,812	0,849	208,97	16,51	225,48	191,325	2,78	63,775	68,814	not ok	39030,257	42114,017	not ok
4	28	68,81375272	68,812	0,849	226,67	16,64	243,31	206,452	3,00	68,817	68,814	oke	42116,2	42114,017	oke
5	29	68,81375272	68,812	0,849	244,22	16,16	260,38	220,940	3,21	73,647	68,814	oke	45071,674	42114,017	oke
5	30	68,81375272	68,812	0,849	260,75	15,47	276,22	234,383	3,41	78,128	68,814	oke	47814,064	42114,017	oke
6	32	68,81375272	68,812	0,849	293,51	15,53	309,03	262,223	3,81	87,408	68,814	oke	53493,484	42114,017	oke
7	35	68,81375272	68,812	0,849	348,12	30,00	378,12	320,846	4,66	106,949	68,814	oke	65452,501	42114,017	oke
8	40	68,81375272	68,812	0,849	448,24	22,25	470,49	399,224	5,80	133,075	68,814	oke	81441,638	42114,017	oke
9	45	68,81375272	68,812	0,849	556,66	24,75	581,41	493,340	7,17	164,447	68,814	oke	100641,37	42114,017	oke
10	50	68,81375272	68,812	0,849	671,13	25,00	696,13	590,686	8,58	196,895	68,814	oke	120499,89	42114,017	oke

Berdasarkan hasil perhitungan diatas didapatkan perencanaan tiang pancang ukuran 25cm x25cm dengan kedalaman 28 m.

5.3.1.6 Kontrol kekuatan bahan pada tiang pancang

Momen yang terjadi, yaitu momen akibat terjadinya gempa, yaitu sebesar 2,004 ton.m pada satu tiang. Momen yang terjadi pada tiang harus lebih kecil dari momen bahan tiang pancang (M_u). Besarnya momen ultimit bahan tiang untuk tiang persegi ukuran 25cm x 25 cm adalah 5,19 ton.m dan nilai momen crack bahan = 2,98 ton.m.

Cek momen crack tiang :

$$M_{crack} = 2,98 \text{ ton.m}$$

$$M_{max} = 2,004 \text{ ton.m (hasil pembebanan)}$$

Maka;

$$M_{crack} > M_{max} \quad (\text{Ok!})$$

Kondisi tiang pancang eksisting tidak mengalami retak.

Cek keamanan tiang :

$$SF = M_{crack}/M_{max}$$

$$SF \ 2,98/2,004 = 1,5 \geq 1,5 \quad (\text{Ok!})$$

Cek momen ultimate tiang :

$$M_{ult} = 5,19 \text{ ton.m}$$

$$M_{max} = 2,005 \text{ ton.m (hasil analisa SAP2000)}$$

Maka;

$$M_{ult} > M_{max} \quad (\text{Oke!})$$

Kondisi tiang pancang eksisting tidak mengalami retak.

Cek keamanan tiang :

$$SF = M_{ult}/M_{max}$$

$$SF = 5,19/2,005 = 2,6 > 2$$

Dari hasil perhitungan diatas didapatkan nilai SF untuk kontrol moment terhadap crack $SF= 1,5$ dimana syarat moment terhadap crack minimal $SF=1,5$ dan didapatkan juga nilai SF untuk kontrol terhadap moment ultimate tiang $SF= 2,6$ dimana syarat SF minimal untuk kontrol terhadap moment ultimate adalah $SF=2$. Sehingga dapat disimpulkan bahwa tiang pancang yang direncanakan aman terhadap momen yang terjadi pada tiang.

5.3.1.7 Kontrol tiang pancang akibat gaya lateral

Kontrol tiang pancang berfungsi untuk memastikan tiang pancang yang telah direncanakan diatas tidak mengalami geser lateral dan tidak mengalami *crack* akibat momen. Berikut adalah perhitungan kontrol geser lateral dan *crack momen* untuk dimensi tiang pancang 25 cm x 25 cm;

- **Mencari harga f**

Harga f didapatkan dari grafik NAVFAC DM-7 (Gambar 2.8). Nilai f ditentukan berdasarkan nilai q_u diujung tiang.

$$q_u = 2 \text{ cu}$$

$$q_u = 2 \times 5,6 = 11,2 \text{ t/m}^2 = 1,12 \text{ kg/cm}^2$$

Setelah diplotkan ke dalam grafik hubungan q_u dengan f maka didapatkan nilai $f = 5 \text{ ton/ft}^3$ atau $f = 0,16 \text{ kg/cm}^3$

- **Menentukan nilai T**

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}}$$

$$I = \frac{1}{12} 25 \times 25^3 = 32552,083 \text{ cm}^4$$

$$E = 4700 \sqrt{41,5} = 30277,632 \text{ MPa} = 302776,32 \frac{\text{kg}^2}{\text{cm}}$$

$$T = \left(\frac{302776,32 \times 32552,083}{0,16} \right)^{\frac{1}{5}}$$

$$T = 143,85 \text{ cm}$$

- **Menentukan nilai $F\delta$ dan F_m**

Untuk menentukan nilai $F\delta$ dan F_m dapat digunakan grafik NAVFAC DM-8 yang tercantum pada Gambar 2.7.

Nilai $F\delta$ dan F_m didapatkan berdasarkan nilai L/T , dimana L adalah panjang sebuah tiang yang digunakan. Sehingga nilai L/T yaitu : $L/T = 2800/143,85 = 19,46$

Berdasarkan grafik hubungan L/T dengan $F\delta$ sesuai gambar maka didapatkan $F\delta = 0,089$, dan berdasarkan Gambar 2.7 dan Grafik hubungan L/T dengan F_m didapatkan $F_m = 0,14$

- **Menghitung nilai defleksi (δ_p) pada tiang**

Defleksi terbesar yang terjadi pada tiang berada dibagian paling atas tiang. Nilai defleksi yang terjadi harus memenuhi syarat ijin maksimum defleksi yaitu sebesar 1 inch atau 2,54 cm sesuai

NAVFAC DM-7. Untuk besarnya defleksi pada tiang pancang tepi dapat dihitung sebagai berikut :

Nilai yang didapatkan dari gaya gempa dimana untuk nilai geser arah x= gaya geser pada arah y yaitu $P_x=0,3017$ ton

$$\delta p_x = F \delta \left(\frac{PT^3}{EI} \right)$$

$$\delta p_x = 0,089 \left(\frac{0,3017 \times 143,85^3}{302776,32 \times 32552,08} \right)$$

$$\delta p_x = 0,096 \text{ cm}$$

$$\delta p_x < 2,54 \text{ cm (OK)}$$

Keterangan :

P = F_y/n

n = Jumlah tiang dalam satu grup

T = Faktor kekakuan relatif

E = Modulus elastisitas tiang

I = Momen Inersia dari potongan melintang tiang

$\delta < 1$ inch (2,54 cm)

- Menentukan nilai momen (M_p) pada tiang

Momen terbesar yang terjadi pada tiang berada dibagian paling atas tiang. Besarnya momen dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$M_p = F_M PT$$

$$M_{px} = 0,14 \times 0,302 \times 1,43$$

$$= 0,061 \text{ t.m} < 2,78 \text{ t.m}$$

$$M_p < M_{crack} \text{ tiang (OK!)}$$

Hasil perhitungan defleksi dan momen yang terjadi dapat dilihat pada tabel berikut :

Tabel 5. 20 Defleksi dan Momen pada Tiang

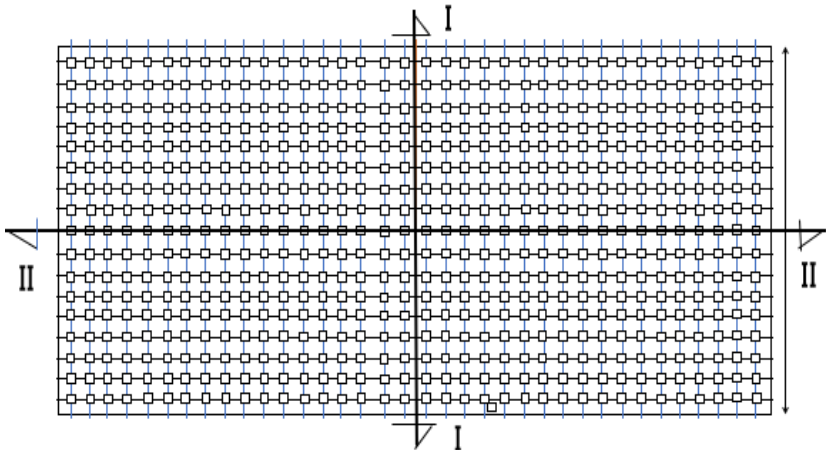
Type	D (mm)	δ (mm)		δ ijin (mm)	M (ton.m)		M_{crack} (ton.m)	SF	
arah		x	y		x	y		x	y
1	250	0,96	0,96	254	0,061	0,061	2,78	2,78	2,78

5.3.2 Perencanaan Tulangan Pelat

Pada perencanaan tulangan lentur, pilecap atau pelat diasumsikan sebagai balok dengan perletakkan pada tiang pancang yang dibebani oleh reaksi tiang pancang dan berat sendiri pilecap. Pada perencanaan penulangan ini digunakan pengaruh beban timbunan.

Data Perencanaan :

- Dimensi pelat : 72m x 33,5m x 0,3m
- Jumlah tiang pancang : 612 titik
- Dimensi tiang : 25cm x 25cm
- Mutu beton (f'_c) : 18,6 MPa
- Mutu baja (f_y) : 400 MPa
- Diameter tul. utama : 19 mm
- Selimut beton (p) : 40 mm
- h : 300 mm
- Diameter tul. Lentur : 19 mm
- Ø sengkang : 10 mm
- Dx : $= 300 - 40 - (1/2 \times 19)$
= 250,5 mm
- β_c : = 1



Gambar 5. 11 Penampang Pile Cap

Penulangan Lentur Potongan I-I

Penulangan Pelat Arah Sumbu X

Dengan perhitungan menggunakan program SAP 2000 diperoleh beban sebagai berikut :

Pembebanan yang terjadi pada poer adalah akibat beban timbunan bubuk soda, beban hidup dan beban gempa.

Momen yang terjadi pada poer berdasarkan output hasil dari SAP 2000 adalah :

$$Mu = 10152100 \text{ Nmm}$$

Persyaratan rasio tulangan dan faktor momen pemikul maksimum sesuai SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.1

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 \times f'c \times \beta_1}{fy} \times \frac{600}{(600 + fy)}$$

$$= 0,0202$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_{balance}$$

$$= 0,015$$

$$m = \frac{fy}{0,85 fc}$$

$$= 25,3$$

Faktor reduksi lentur $\phi = 0,9$ (SNI 2847:2013 psl 9.3.3)

$$Mn = \frac{10152100 \text{ Nmm}}{0,85}$$

$$= \frac{1,015 \times 10^7}{0,85} = 11943647,29 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{11943647,29}{1000 \cdot 250,5^2}$$

$$= 0,19 \text{ MPa}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}} \right)$$

$$= 0,006133$$

$$\begin{aligned}\rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= 0,0035\end{aligned}$$

Karena :

$$\begin{aligned}\rho_{min} &< \rho_{perlu} < \rho_{max} \\ 0,0035 &> 0,006133 < 0,015\end{aligned}$$

Maka digunakan $\rho_{pakai} = \rho_{perlu} = 0,006133$

Kemudian jumlah tulangan yang dibutuhkan dihitung setiap $b=1000$ mm.

$$\begin{aligned}As_{perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,006133 \times 1000 \times 250,5 \\ &= 1536,347 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}As_{min} &= \frac{0,25 \sqrt{f'_c} b d}{f_y} \\ &= 450,145 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Karena $As_{perlu} > As_{min}$ maka digunakan As_{min} .

$$\begin{aligned}n \text{ tulangan} &= \frac{As_{perlu}}{\frac{1}{2} \pi D^2} \\ &= \frac{1536,347}{283,385} \\ &= 6 \text{ buah}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jarak tulangan} &= \frac{b}{n-1} = \frac{1000}{6-1} \\ &= 200 \text{ mm}\end{aligned}$$

Digunakan jarak tulangan (s) = 200 mm < 450 mm.

Maka digunakan tulangan arah X D19-200

Penulangan Lentur Potongan II-II

Penulangan Poer Arah Sumbu Y

Momen yang terjadi pada poer berdasarkan output hasil dari SAP 2000 adalah :

$$Mu = 1275571600 \text{ N.mm}$$

$$\begin{aligned}
 Mn &= \frac{1275571600}{0,85} \\
 &= 1500672,5 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

Persyaratan rasio tulangan dan faktor momen pemikul maksimum sesuai SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.1

$$\begin{aligned}
 \rho_{balance} &= \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{(600 + f_y)} \\
 &= 0,0202
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{max} &= 0,75 \rho_{balance} \\
 &= 0,015
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 f_c} \\
 &= 25,3
 \end{aligned}$$

Faktor reduksi lentur $\phi = 0,9$ (SNI 2847:2013 psl 9.3.3)

$$\begin{aligned}
 Rn &= \frac{Mn}{b \cdot d^2} \\
 &= 0,024 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y}} \right) \\
 &= 0,0024
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= 0,0035
 \end{aligned}$$

Karena :

$$\begin{aligned}
 \rho_{min} &< \rho_{perlu} < \rho_{max} \\
 0,0035 &> 0,0035 < 0,015
 \end{aligned}$$

Maka digunakan $\rho_{pakai} = \rho_{min} = 0,0035$

Kemudian jumlah tulangan yang dibutuhkan dihitung setiap $b=1000 \text{ mm}$.

$$\begin{aligned}
 As_{perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0035 \times 1000 \times 250,5
 \end{aligned}$$

$$= 876,75 \text{ mm}^2$$

Karena $A_{sperlu} > A_{smin}$ maka digunakan A_{sperlu} .

$$\begin{aligned} n \text{ tulangan} &= \frac{A_{sperlu}}{\frac{1}{2}\pi D^2} \\ &= \frac{876,75}{283,385} \\ &= 4 \text{ buah} \\ \text{Jarak tulangan} &= \frac{b}{n-1} = \frac{1000}{4-1} \\ &= 333,3 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan jarak tulangan (s) = 300 mm < 450 mm.

Maka digunakan tulangan arah Y D19-300

Tabel 5. 21 Hasil Perhitungan Tulangan Pelat 30 cm

	Mu (Nmm)	n	D (mm)	S (mm²)	Ast (mm²)
Mtx	10152100	6	19	200	1700,31
Mty	1275571,6	4	19	300	1700,31
Mlx	-10169050	6	19	200	1133,54
Mly	-1289762	4	19	300	1133,54

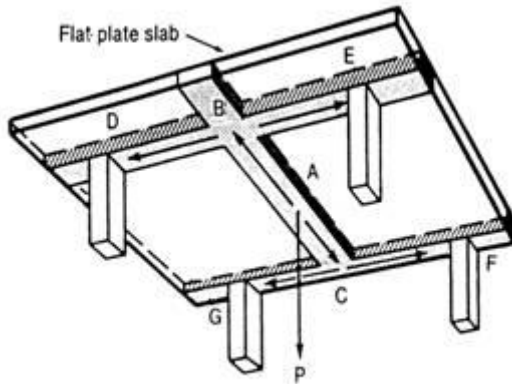
Perhitungan Tulangan Bagian Kantilever Pelat

Dalam perencanaan slab on pile ini, pelat gudang tepi hanya menumpu pada satu bagian atau dibuat kantilever. Sehingga perlu jumlah tulangan yang lebih dari jumlah penulangan pelat pada area yang terjepit penuh. Berikut adalah perhitungan tulangan untuk pelat kantilever pada area tengah gudang :

Data Perencanaan :

- Dimensi pelat : 2m x 1m x 0,3m
- Mutu beton (f'_c) : 18,6 MPa
- Mutu baja (f_y) : 400 MPa
- Diameter tul. utama : 19 mm
- Selimut beton (p) : 40 mm
- h : 300 mm

- Diameter tul. Lentur : 19 mm
- Ø sengkang : 10 mm
- D_x : $= 300 - 40 - (1/2 \times 19)$
: $= 250,5 \text{ mm}$
- β_c : $= 2$



Gambar 5. 12 Pelat Kantilever pada Gudang

Penulangan Pelat Arah Sumbu X

Dengan perhitungan menggunakan program SAP 2000 diperoleh beban sebagai berikut :

Pembebanan yang terjadi pada poer adalah akibat beban timbunan bubuk soda, beban hidup dan beban gempa.

Momen yang terjadi pada poer berdasarkan output hasil dari SAP 2000 adalah :

$$Mu = 3668,37 \text{ Nmm}$$

Persyaratan rasio tulangan dan faktor momen pemikul maksimum sesuai SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.1

$$\begin{aligned} \rho_{balance} &= \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{(600 + f_y)} \\ &= 0,0202 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{max} &= 0,75 \rho_{balance} \\
 &= 0,015 \\
 m &= \frac{f_y}{0,85 f_c} \\
 &= 25,3
 \end{aligned}$$

Faktor reduksi lentur $\phi = 0,9$ (SNI 2847:2013 psl 9.3.3)

$$\begin{aligned}
 Mn &= \frac{3668,37 \text{ Nmm}}{0,85} \\
 &= 4315,73 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Rn &= \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{4315,73}{1000 \cdot 250,5^2} \\
 &= 0,000064 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y}} \right) \\
 &= 0,00011
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= 0,0035
 \end{aligned}$$

Karena :

$$\begin{aligned}
 \rho_{min} &< \rho_{perlu} < \rho_{max} \\
 0,0035 &> 0,00011 < 0,015
 \end{aligned}$$

Maka digunakan $\rho_{pakai} = \rho_{max} = 0,015$

Kemudian jumlah tulangan yang dibutuhkan dihitung setiap $b=1000 \text{ mm}$.

$$\begin{aligned}
 As_{perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,015 \times 1000 \times 250,5 \\
 &= 3930,76125 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 As_{min} &= \frac{0,25 \sqrt{f'_c} b d}{f_y}
 \end{aligned}$$

$$= 450,145 \text{ mm}^2$$

Karena $A_{sperlu} > A_{smin}$ maka digunakan A_{smin} .

$$\begin{aligned} n \text{ tulangan} &= \frac{A_{sperlu}}{\frac{1}{2} \pi D^2} \\ &= \frac{3930,76}{283,385} \\ &= 13,8 = 14 \text{ buah} \\ \text{Jarak tulangan} &= \frac{b}{n-1} = \frac{1000}{14-1} \\ &= 76,9 = 80 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan jarak tulangan (s) = 80mm < 450 mm.

Maka digunakan tulangan arah X D19-80

Penulangan Pelat Kantilever Arah y

$$M_u = 88473,9 \text{ Nmm}$$

Persyaratan rasio tulangan dan faktor momen pemikul maksimum sesuai SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.1

$$\begin{aligned} \rho_{balance} &= \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{(600 + f_y)} \\ &= 0,0202 \\ \rho_{max} &= 0,75 \rho_{balance} \\ &= 0,015 \\ m &= \frac{f_y}{0,85 f_c} \\ &= 25,3 \end{aligned}$$

Faktor reduksi lentur $\phi = 0,9$ (SNI 2847:2013 ps1 9.3.3)

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{88473,9 \text{ Nmm}}{0,85} \\ &= 104087 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{104087}{1000 \cdot 250,5^2}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,00154 \text{ MPa} \\
 \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}} \right) \\
 &= 0,0055
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{min} &= \frac{1,4}{fy} \\
 &= 0,0035
 \end{aligned}$$

Karena :

$$\begin{aligned}
 &\rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{max} \\
 &0,0035 > 0,0055 < 0,015
 \end{aligned}$$

Maka digunakan $\rho_{pakai} = \rho_{max} = 0,015$

Kemudian jumlah tulangan yang dibutuhkan dihitung setiap $b=1000 \text{ mm}$.

$$\begin{aligned}
 As_{perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,015 \times 1000 \times 250,5 \\
 &= 3930,76125 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 As_{min} &= \frac{0,25 \sqrt{f'c} b d}{fy} \\
 &= 450,145 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Karena $As_{perlu} > As_{min}$ maka digunakan As_{min} .

$$\begin{aligned}
 n \text{ tulangan} &= \frac{As_{perlu}}{\frac{1}{2} \pi D^2} \\
 &= \frac{3930,76}{283,385} \\
 &= 13,8 = 14 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak tulangan} &= \frac{b}{n-1} = \frac{1000}{14-1} \\
 &= 76,9 = 80 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan jarak tulangan (s) = 80mm < 450 mm.

Maka digunakan tulangan arah Y D19-80

Penulangan Pelat Kantilever adalah sebagai berikut :

Momen yang terjadi pada poer berdasarkan output hasil dari SAP 2000 adalah :

Tabel 5. 22 Hasil Perhitungan Tulangan Pelat 30 cm

	Mu (Nmm)	n	D (mm)	S (mm²)	Ast (mm²)
Mtx	3668,37	14	19	80	3967,39
Mty	2907,06	14	19	80	3967,39
Mlx	-61901,7	14	19	80	3967,39
Mly	-88473,9	14	19	80	3967,39

5.3.3 Perencanaan Tulangan Pilecap

Data Perencanaan :

- P : 58,26 ton (Hasil Perhitungan SAP)
- Dimensi *pilecap* : 0,6 m x 0,6 m x 0,5 m
- Jumlah tiang pancang : 612 titik
- Dimensi tiang : 25cm x 25cm
- Mutu beton (f'_c) : 18,6 MPa
- Mutu baja (f_y) : 400 MPa
- Diameter tul. utama : 19 mm
- Selimut beton (p) : 40 mm
- Diameter tul. Lentur : 19 mm
- Dx = $400 - 40 - (1/2 \times 19)$
= 450,5 mm
- bo = $(4 \times 250) + 450$
= 1450,5 mm
- β_c = 1
- ϕ = 0,75

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 13.12(1), perencanaan tulangan geser poer harus memperhatikan geser dua

arah. Perhitungan kuat geser 1 arah yaitu dengan menentukan nilai terkecil dari ketiga persamaan berikut :

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d}{6} \\
 &= \frac{\left(1 + \frac{2}{1}\right) \sqrt{18,6} \cdot 1450,5 \cdot 450,5}{6} 10^{-4} \\
 &= 140,909 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{\left(2 + \frac{\alpha_s \times d}{b}\right) \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d}{12} \\
 &= \frac{\left(2 + \frac{25 \times 450,5}{1450,5}\right) \sqrt{18,6} \cdot 1450,5 \cdot 450,5}{12} \times 10^{-4} \\
 &= 229,32 \text{ ton} \\
 V_c &= \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d}{3} = \frac{\sqrt{18,6} \cdot 1450,5 \cdot 450,5}{3} \times 10^{-4} \\
 &= 93,94 \text{ ton} \dots (\text{menentukan})
 \end{aligned}$$

Nilai kuat geser satu arah yang diijinkan (ϕV_c) harus lebih besar dari gaya geser satu arah ultimit (V_{u1}) agar *pile cap* tidak mengalami kegagalan satu arah ($\phi V_c > V_{u1}$) ; ϕ untuk geser sebesar 0,75 sesuai dengan SNI 03-2847-2002.

Gaya geser satu arah ultimit adalah besarnya gaya geser satu arah yang dihasilkan dari daya dukung tiang pancang. Sehingga perhitungan gaya geser satu arah ultimit adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 V_{u1} &= P \\
 V_{u1} &= 58,26 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Cek ketebalan poer :

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times 93,94 \\
 &= 70,45 \text{ ton} \\
 V_{u1} &= 58,26 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$\phi V_c > V_{u1}$ (OK) ketebalan *pilecap* memenuhi.

Perhitungan Tulangan *Pilecap* arah X

Momen yang terjadi pada *pilecap* berdasarkan output hasil dari SAP 2000 adalah :

$$Mu = 2,93 \times 10^9 N.mm$$

Persyaratan rasio tulangan dan faktor momen pemikul maksimum sesuai SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.1

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{(600 + f_y)}$$

$$= 0,0202$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_{balance}$$

$$= 0,015$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c}$$

$$= 25,3$$

Faktor reduksi lentur $\phi = 0,85$ (SNI 2847:2013 psl 9.3.3)

$$Mn = \frac{Mu}{\phi}$$

$$= \frac{2,93 \times 10^9}{0,85} = 3,442 \times 10^{12} Nmm$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$= 16,3 \text{ MPa}$$

$$\rho_{pertu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y}} \right)$$

$$= 0,0567$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$= 0,0035$$

Karena :

$$\rho_{min} < \rho_{pertu} < \rho_{max}$$

$$0,0035 > 0,0567 < 0,015$$

Maka digunakan $\rho_{pakai} = \rho_{max} = 0,015$

Kemudian jumlah tulangan yang dibutuhkan dihitung setiap $b=1000$ mm.

$$\begin{aligned} As_{perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,015 \times 1000 \times 450,5 \\ &= 5215,82 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dengan tulangan D25, maka dibutuhkan :

$$\begin{aligned} n \text{ tulangan} &= \frac{As_{perlu}}{\frac{1}{2}\pi D^2} \\ &= \frac{5215,82}{490,625} \\ &= 11 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan} &= \frac{b}{n-1} = \frac{1000}{10} \\ &= 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan jarak tulangan (s) = 100 mm < 3 tebal pelat dan < 450 mm.

Maka digunakan tulangan arah X D25-100

Tabel 5. 23 Hasil Resume Kebutuhan Tulangan Pile Cap

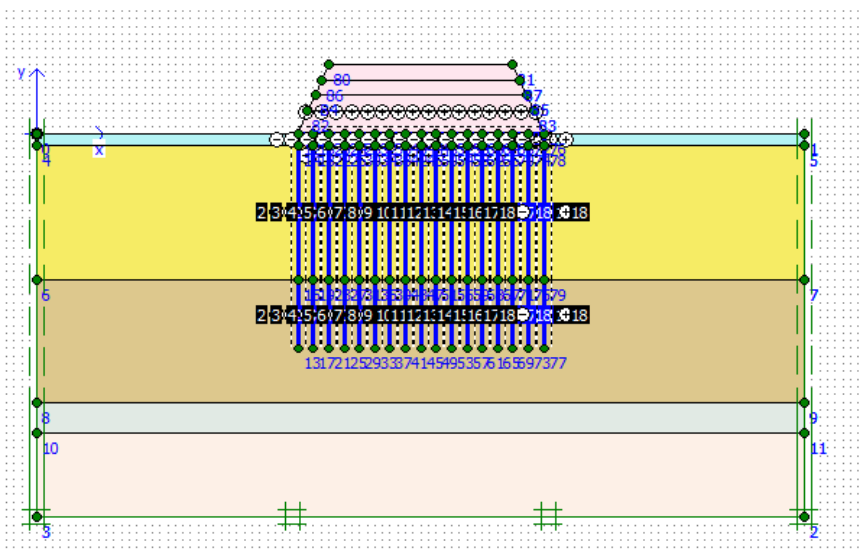
Arah	Mu (Nmm)	n	D (mm)	S (mm ²)	Ast (mm ²)
Mtx	2925759400	11	25	100	5396,875
Mtx	-299684517	11	25	100	5396,875
Mtly	493046600	17	25	50	8340,625
Mly	-516718700	17	25	50	8340,625

5.3.4 Kontrol Stabilitas Gudang

Salah satu kelebihan dari program bantu PLAXIS adalah dimungkinkannya permodelan sesuai dengan urutan pekerjaan yang sebenarnya (stage construction), akan tetapi, untuk mendapatkan hasil yang mendekati kondisi aslinya tentunya diperlukan input yang tepat untuk parameter-parameter yang

diperlukan. Parameter yang diperlukan adalah material tanah, material plat, material tiang pancang dan kondisi muka air tanah.

Parameter tanah yang dibutuhkan adalah nilai γ_{sat} (berat jenis tanah di bawah muka air), γ_{unsat} (berat jenis tanah di atas muka air), C (nilai kohesi), ϕ (sudut geser), dan E (modulus elastisitas). Nilai-nilai tersebut didapat dari hasil perhitungan analisa data tanah pada subbab 4.1. Dalam menginput nilai C dan ϕ (sudut geser) dikalikan dengan $2/3$. Material model yang digunakan adalah Mohr-Coulomb karena data tanah yang didapat adalah data secara umum dan kurang spesifik. Untuk material type dipilih UnDrained karena jenis tanah tidak dapat mengalirkan air secara cepat dan konsolidasi masih berlangsung. Berikut adalah input parameter tanah pada lapisan pertama.



Gambar 5. 13 Gambar Permodelan dengan PLAXIS

General | Parameters | Interfaces

Material Set

Identification:

Material model:

Material type:

General properties

γ_{unsat} kN/m^3

γ_{sat} kN/m^3

General | Parameters | Interfaces

Stiffness

E_{ref} : kN/m^2

ν (nu) :

Strength

c_{ref} : kN/m^2

ϕ (phi) : $^\circ$

ψ (psi) : $^\circ$

Alternatives

G_{ref} : kN/m^2

E_{oed} : kN/m^2

Velocities

V_s : m/s

V_p : m/s

General | Parameters | Interfaces

Strength

☐ Rigid

☒ Manual

R_{inter} :

Real interface thickness

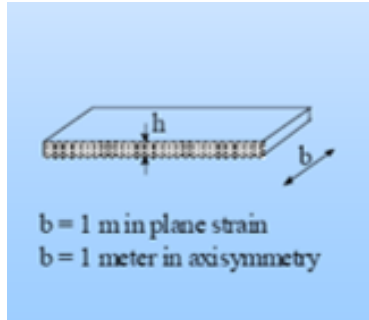
δ_{inter} :

Gambar 5. 14 Input Parameter Tanah

Tabel 5. 24 Parameter Data Tanah

Lapisan Tanah	Jenis Tanah	Y sat	Y unsat	Cu	2/3 Cu	ϕ	2/3 ϕ	E	v
		kN/m ³	kN/m ³	kN/m ²	kN/m ²			kN/m ²	
1	Urugan Kapur	19,98	17,98	56	37,33333	2	12,6667	9000	0,3
2	Lanau Kelempungan	13,95	11,95	9,33	6,22	13,333	8,8887	3600	0,4
3	Lanau Kelempungan	14,75	12,75	59,4	39,6	12,4	8,2667	11400	0,4
4	Pasir Kelanauan	17,38	15,38	92,6	61,73333	19	12,6667	17500	0,3
5	Lanau Kelempungan	15,99	13,99	121	80,66667	8	5,3333	17400	0,35
	Timbunan	12	10		0	12	8,0000	30000	0,25

Parameter yang dibutuhkan setelah untuk input parameter tanah adalah input parameter untuk material pelat dan tiang pancang. Dimana panjang dari pelat=32m, dan nilai kekakuan EA dan EI, serta berat per satuan panjang dari pelat dapat dihitung dengan cara di bawah ini :



A = Luas penampang pelat

$$= b \times h$$

$$= 1 \times 0,3$$

$$= 0,3 \text{ m}^2$$

I = $\frac{1}{12} \times b \times h^3$

$$= \frac{1}{12} \times 1 \times 0,3^3$$

$$= 0,00225 \text{ m}^4$$

EA = Ebeton x Luas penampang Pelat

$$= 4700\sqrt{f'c} \times 0,3$$

$$= 6064639,313$$

EI = Ebeton x Inersia penampang Pelat

$$= 4700\sqrt{f'c} \times 0,00225$$

$$= 45484,795$$

W = $(\gamma_{\text{beton}} - \gamma_{\text{soil}}) \cdot d_{\text{real}}$

$$= (24 - 14,75) \cdot 0,3$$

$$= 2,775 \text{ kN/m}$$

Dimana :

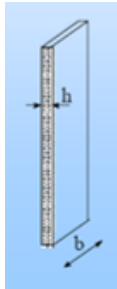
$$d = h = \sqrt{12 \frac{EA}{EI}} = 0,3 \text{ m}$$

Plate properties ✕

Material set Identification: <input type="text" value="Pelat"/> Material type: <input type="text" value="Elastic"/>		Properties EA : <input type="text" value="6,065E+06"/> kN/m EI : <input type="text" value="4,548E+04"/> kNm ² /m d : <input type="text" value="0,300"/> m w : <input type="text" value="2,775"/> kN/m/m v : <input type="text" value="0,000"/> M _p : <input type="text" value="1,000E+15"/> kNm/m N _p : <input type="text" value="1,000E+15"/> kN/m Rayleigh α : <input type="text" value="0,000"/> Rayleigh β : <input type="text" value="0,000"/>
Comments <div style="border: 1px solid black; height: 100px; width: 100%;"></div>		<input type="button" value="Ok"/> <input type="button" value="Cancel"/> <input type="button" value="Help"/>

Gambar 5. 15 Input Parameter Pelat Lantai

Parameter yang dibutuhkan untuk input material tiang pancang adalah sama seperti dengan perhitungan pelat, yaitu per satu meter panjang dimana panjang dari tiang pancang = 28 m, dimensi iang yaitu 25cm x 25cm , nilai kekakuan EA dan EI, serta berat per satuan panjang dari tiang. Nilai EA, EI dan w dapat dihitung dengan cara di bawah ini :



- A = Luas penampang beton + Luas penampang tanah
 $= b \times h$
 $= 2 \times (2 \times 0,25) + (0,5 \times 0,25)$
 $= 0,125 + 0,125$
 $= 0,25 \text{ m}^2$
- I = Inersia komposit penampang tiang

$$\begin{aligned}
&= 2 \times (1/12 \times 28 \times 0,25^3) + (1/12 \times 28 \times 0,5) \\
&= 0,000651 + 0,000651 \\
&= 0,0013021 \text{ m}^4
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
E_{komposit} &= \frac{E_{concrete}A_{concrete} + E_{soil}A_{soil}}{A_{total}} \\
E_{komposit} &= \frac{(30277632 \times 0,0625) + (3600 \times 0,1875)}{0,25}
\end{aligned}$$

$$E_{komposit} = 7572108 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
EA &= E_{komposit} \times A_{komposit} \\
&= 7572108 \times 0,25 \\
&= 1839027 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
EI &= E_{komposit} \times I_{komposit} \\
&= 7572108 \times 0,25 \\
&= 4929,758 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$d = h = \sqrt{12 \frac{EA}{EI}}$$

$$d = h = \sqrt{12 \times \frac{1839027}{4929,758}}$$

$$d = h = 0,176 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
W &= \gamma_{beton} \cdot d_{real} \\
&= 24 \cdot 0,176 \\
&= 6 \text{ kN/m}
\end{aligned}$$

Plate properties

Material set

Identification:

Material type:

Comments

Properties

EA : kN/m

EI : kNm²/m

d : m

w : kN/m

v :

M_p : kNm/m

N_p : kN/m

Rayleigh α :

Rayleigh β :

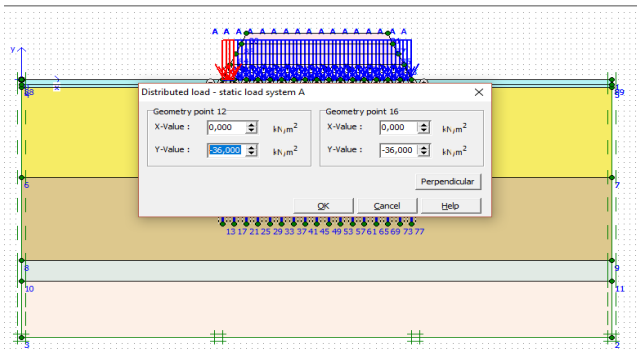
Gambar 5. 16 Input Parameter Tiang Pancang

Setelah dilakukan input parameter maka langkah selanjutnya adalah pembebanan bertahap sesuai tinggi timbunan bubuk soda ($\gamma_{\text{timbunan}} = 1,2 \text{ t/m}^2$) seperti pada Tabel 5.18.

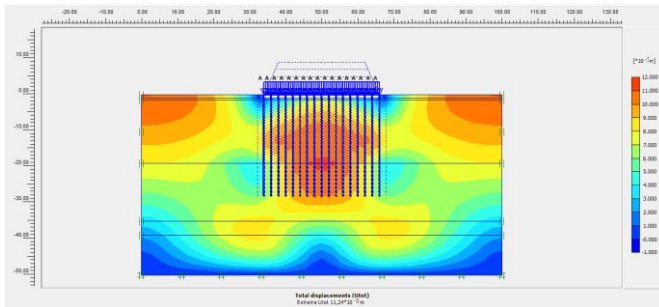
Tabel 5. 25 Tahapan Pembebanan

Tahap Pembebanan	Tinggi Timbunan (m)	P (t/m ²)
I	3	3,6
II	5	6
III	7	8,4
IV	9	10,8

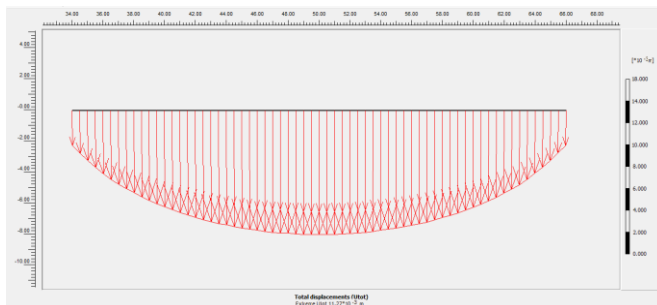
Permodelan Pembebanan terhadap gudang dilakukan dengan 4 tahap sesuai beban pada masing-masing tahapan, dimana dalam permodelan ini beban timbunan digambarkan sebagai beban merata atau *distributed load*. Berikut ini adalah hasil analisis menggunakan program PLAXIS 8.2 :



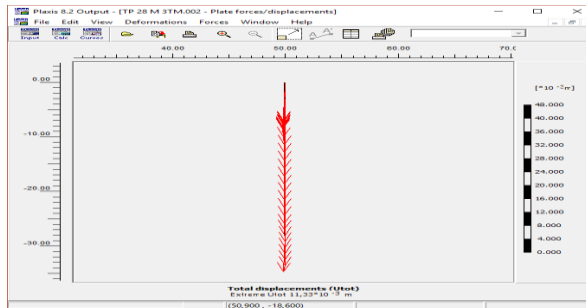
Gambar 5. 17 Input beban bubuk soda setinggi 3 m ($3,6 \text{ t/m}^2$)



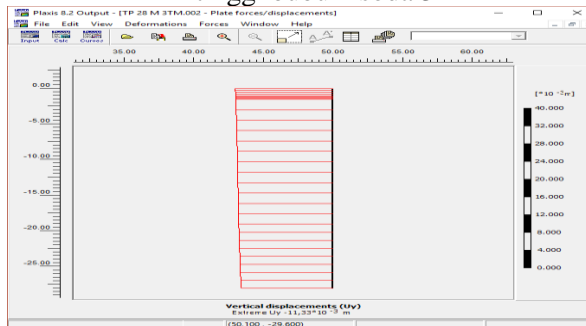
Gambar 5. 18 Total displacement 11,24 mm untuk tinggi bubuk soda 3m



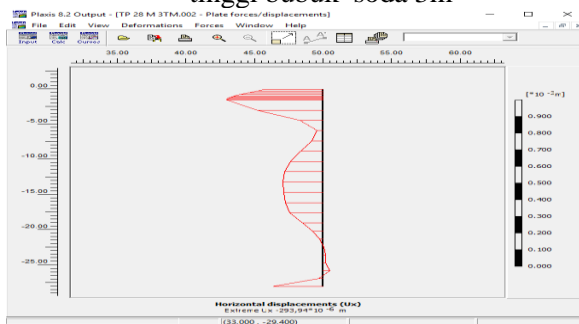
Gambar 5. 19 Displacement 11,27 mm pada pelat lantai untuk tinggi bubuk soda 3m



Total displacement 11,33 mm pada tiang pancang untuk tinggi bubuk soda 3m



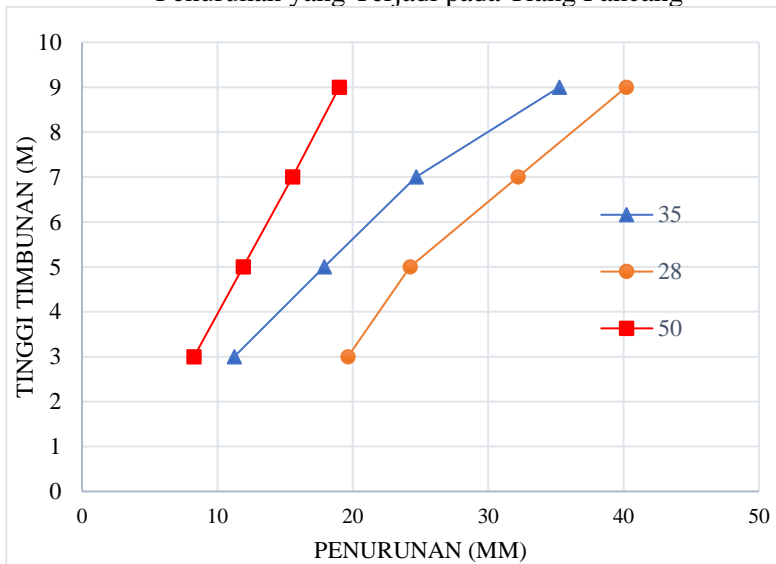
Vertical displacement 11,33 mm pada tiang pancang untuk tinggi bubuk soda 3m



Horizontal displacement 0,293 mm pada tiang pancang untuk tinggi bubuk soda 3m

Untuk mendapatkan perencanaan yang paling tepat berdasarkan besarnya penurunan, maka analisis dilakukan dengan kedalaman tiang pancang yang berbeda-beda yaitu 28m, 35m dan 50m. Berikut ini hasil rekapitulasi analisis penurunan tiang pancang dengan menggunakan program PLAXIS 8.2 :

Gambar 5. 20 Hubungan Tinggi Bubuk Soda dengan Penurunan yang Terjadi pada Tiang Pancang



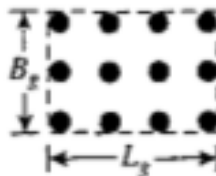
Berdasarkan gambar grafik diatas dapat diketahui bahwa penurunan terbesar terjadi pada kedalaman tiang pancang 28 m. Dan penurunan paling kecil terjadi pada kedalaman tiang pancang 50 m, untuk pemilihan kedalaman tiang pancang harus disesuaikan dengan harga dan besarnya penurunan, oleh sebab itu dipilih tiang pancang dengan kedalaman 28 m dengan penurunan maksimum yang terjadi yaitu 35mm untuk beban setinggi 9m dan nilai $SF = 2,35 > 1,5$.

Tabel 5. 26 Hasil Analisa *Immediate Settlement* Tiang Pancang dengan Program PLAXIS 8.2

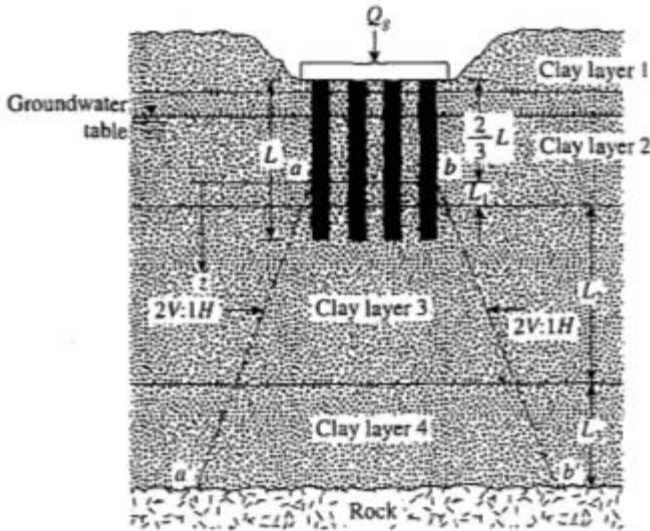
Depth	h timb	Q	Displacement Pelat	Penurunan Tiang Pancang		SF
				H	V	
(m)	(m)	(t/m ²)	(mm)	(mm)	(mm)	
28	3	3,6	16,31	0,134	16,29	3,36
	5	6	24,81	0,224	24,78	2,36
	7	8,4	33,31	0,453	33,27	1,84
	9	10,8	41,83	0,819	41,78	0,99
35	3	3,6	11,27	0,319	11,25	3,55
	5	6	18,43	0,050	18,41	2,60
	7	8,4	25,94	0,069	25,67	2,05
	9	10,8	36,74	0,087	36,68	1,69
50	3	3,6	13,31	-0,105	-8,24	4,35
	5	6	15,03	-0,148	-11,86	3,33
	7	8,4	16,57	-0,207	-16,5	2,79
	9	10,8	19,18	-0,234	-19,08	2,35

5.3.5 Perhitungan Penurunan Gudang Area Tengah secara Konvensional

Dalam perhitungan penurunan tiang pancang grup untuk gudang area tengah, dilakukan perhitungan secara konvensional dengan perhitungan Sc. Kondisi tanah dasar Gudang ini didominasi oleh tanah lempung, sehingga dalam perhitungannya digunakan perumusan penurunan konsolidasi yang diperkirakan dengan metode distribusi tegangan.



a. Layout tiang grup



b. Distribusi beban pada lapisan tanah

Gambar 5. 21 *Consolidation Settlement* tiang grup

Langkah perhitungan :

1. Menghitung beban total yang diterima oleh pondasi grup (Q_{group})
2. Diasumsikan beban Q_g diteruskan ke dalam lapisan tanah hingga kedalaman $2/3 L$ dari ujung tiang. Dan beban Q_g tersebar seluas area pendistribusian beban ($2V:1H$).
3. Menghitung besarnya perubahan tegangan efektif yang terjadi pada titik tengah di setiap lapisan tanah akibat beban Q_g dengan perumusan berikut :

$$\Delta\sigma_1 = \frac{Q_g}{(B_g + Z_i)(L_g + Z_i)}$$

Dimana :

$\Delta\sigma_1$ = peningkatan tegangan efektif di tengah lapisan I (ton/m^2)

L_g, B_g = Panjang dan lebar rencana pondasi (m)

Z_i = jarak dari $z = 0$ ke titik tengah lapisan ke I (m)

4. Menghitung besarnya penurunan konsolidasi yang terjadi pada setiap lapisan akibat peningkatan tegangan yang terjadi.

$$\Delta Sc_{(i)} = \left[\frac{\Delta e_{(i)}}{1 + \Delta e_{(i)}} \right] H_i$$

Dimana :

$\Delta Sc_{(i)}$ = penurunan konsolidasi pada lapisan ke-i

$\Delta e_{(i)}$ = perubahan angka pori akibat peningkatan tegangan di lapisan ke-i

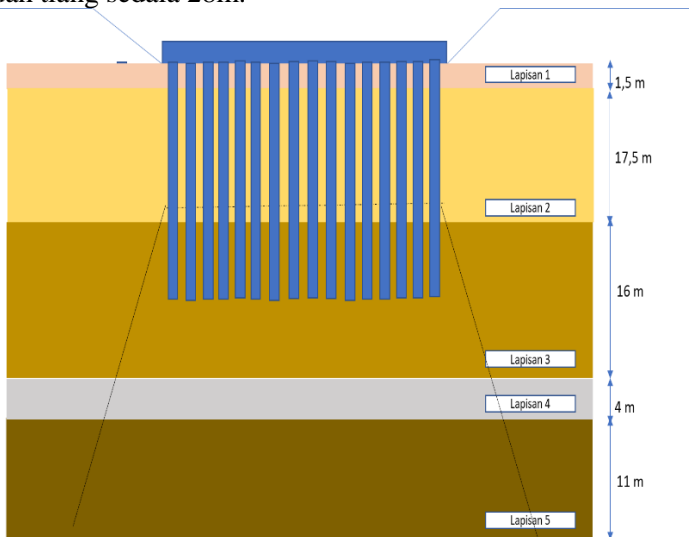
e_o = nilai angka pori awal pada lapisan ke-i

H_i = ketebalan lapisan yang terkonsolidasi

5. Menghitung nilai total penurunan konsolidasi pada tiang grup tersebut :

$$\Delta Sc_{(g)} = \Sigma \Delta Sc_{(i)}$$

Perhitungan penurunan konsolidasi pada tiang grup area tengah Gudang dengan dimensi pilecap 33,5m x 72m dengan jumlah tiang 612 buah tiang sedala 28m.



Gambar 5. 22 Distribusi Beban Area Tengah Gudang

Parameter tanah yang digunakan dapat dilihat pada **Tabel 5.24**.

Tabel 5. 27 Data Tanah untuk Perhitungan *Settlement Consolidation*

	γ_{sat}	e_o	C_c
Lapisan 1	1,998	0,516	0
Lapisan 2	1,395	2,054	0,76
Lapisan 3	1,475	1,928	0,68
Lapisan 4	1,738	1,16	0
Lapisan 5	1,599	1,449	0

$Q_{grup} = 42116,2$ ton (beban timbunan setinggi 9m)

$L_g = 72$ m

$B_g = 33,5$ m

$Z_1 = 8,02$ m

$H_1 = 16,4$ m

$Z_2 = 18,4$ m

$H_2 = 4$ m

$Z_3 = 25,9$ m

$H_3 = 11$ m

Lapisan 3

Perhitungan peningkatan distribusi tegangan

$$\Delta\sigma_1 = \frac{Q_g}{(B_g + Z_1)(L_g + Z_1)} = \frac{42116,2}{(33,5 + 8,02)(72 + 8,02)} = 12,68 \text{ t/m}^2$$

Perhitungan tegangan *overburden*

$$\begin{aligned} \sigma'_1 &= \gamma'_1 \times H_1 + \gamma'_2 \times H_2 + \gamma'_3 \times \frac{1}{2} H_3 \\ &= (1,998 - 1) \times 1,5 + (1,395 - 1) \times 17,5 \\ &\quad + (1,475 - 1) \times \frac{1}{2} (16) \\ &= 12,21 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Perhitungan *Settlement Consolidation*

$$\Delta S_{c(1)} = \frac{C_{c(3)} H_{(1)}}{1 + e_{o(3)}} \log \left[\frac{\sigma'_{o(1)} + \Delta\sigma_{(1)}}{1 + \sigma'_{o(1)}} \right]$$

$$= \frac{0,68 \times 16,4}{1 + 1,928} \log \left[\frac{12,21 + 12,68}{1 + 12,21} \right] = 1,17 \text{ m}$$

Lapisan 4

Perhitungan peningkatan distribusi tegangan

$$\Delta\sigma_2 = \frac{Qg}{(B_g + Z_2)(L_g + Z_2)} = \frac{42116,2}{(33,5 + 18,4)(72 + 18,4)} = 8,97 \text{ t/m}^2$$

Perhitungan tegangan *overburden*

$$\begin{aligned} \sigma'_2 &= \gamma'_1 \times H_1 + \gamma'_2 \times H_2 + \gamma'_3 \times H_3 + \gamma'_4 \times \frac{1}{2} H_4 \\ &= (1,998 - 1) \times 1,5 + (1,395 - 1) \times 17, \\ &\quad + (1,475 - 1) \times (16) + (1,738 - 1) \times \frac{1}{2} (4) \\ &= 17,485 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Perhitungan *Settlement Consolidation*

$$\begin{aligned} \Delta S_{c(2)} &= \frac{Cc_{(4)} H_{(2)}}{1 + e_{o(4)}} \log \left[\frac{\sigma'_{o(2)} + \Delta\sigma_0}{1 + \sigma'_{o(2)}} \right] \\ &= \frac{0 \times 4}{1 + 1,928} \log \left[\frac{17,485 + 8,97}{1 + 17,485} \right] = 0 \text{ m} \end{aligned}$$

Lapisan 5

Perhitungan peningkatan distribusi tegangan

$$\Delta\sigma_3 = \frac{Qg}{(B_g + Z_3)(L_g + Z_3)} = \frac{42116,2}{(33,5 + 25,9)(72 + 25,9)} = 7,24 \text{ t/m}^2$$

Perhitungan tegangan *overburden*

$$\begin{aligned} \sigma'_3 &= \gamma'_1 \times H_1 + \gamma'_2 \times H_2 + \gamma'_3 \times H_3 + \gamma'_4 \times H_4 \\ &\quad + \gamma'_5 \times \frac{1}{2} H_5 \\ &= (1,998 - 1) \times 1,5 + (1,395 - 1) \times 17,5 \\ &\quad + (1,475 - 1) \times (16) + (1,738 - 1) \times (4) \\ &\quad + (1,599 - 1) \times \frac{1}{2} (11) \\ &= 22,256 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Perhitungan *Settlement Consolidation*

$$\begin{aligned}\Delta S_{c(3)} &= \frac{Cc_{(5)}H_{(3)}}{1 + eo_{(5)}} \log \left[\frac{\sigma'_{o(3)} + \Delta\sigma_{(3)}}{1 + \sigma'_{o(3)}} \right] \\ &= \frac{0 \times 11}{1 + 1,928} \log \left[\frac{22,256 + 7,24}{1 + 22,256} \right] = 0 \text{ m}\end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan nilai penurunan konsolidasi pada lapisan 4 dan lapisan 5 didapatkan nilai nol (0), sebab nilai $Cc=0$ (kondisi tanah merupakan non plastis) sehingga tidak terjadi penurunan. Penurunan hanya terjadi pada lapisan 3 yaitu sebesar 1,17 m.

Hasil perhitungan *Settlement Consolidation* tiang grup untuk area tengah Gudang dengan variasi beban timbunan setinggi 9m, 7m, 5m dan 3m disajikan pada Tabel dibawah ini.

Tabel 5. 28 Penurunan Konsolidasi Tiang Grup pada Pondasi Area Tengah

H timbunan	<i>Qgroup</i>	Sc
m	ton	m
9	42113,52	1,178
7	36324,72	1,058
5	30535,92	0,928
3	24747,12	0,788

Perhitungan penurunan pondasi tiang grup untuk area tengah Gudang ini dilakukan dengan dua cara, yang pertama dengan menggunakan program PLAXIS 8.2 dan yang kedua dilakukan perhitungan secara manual berdasarkan perhitungan penurunan konsolidasi dengan metode distribusi tegangan. Dalam perhitungan menggunakan program PLAXIS 8.2 digunakan perhitungan *immediate settlement*, sebab tidak memungkinkan program untuk menghitung secara *Consolidation Settlement* (akan membutuhkan waktu yang lama) meskipun seharusnya untuk kondisi tanah lempung dihitung secara perumusan *consolidation settlement*. Oleh sebab itu dilakukan perhitungan secara manual.

Dan berdasarkan hasil Analisa digunakan hasil perhitungan menggunakan program PLAXIS 8.2 sebab lebih mendekati hasil rencana di lapangan.

5.4 Metode Pelaksanaan Perbaikan

Dalam pelaksanaan perbaikan pondasi gudang, dibagi menjadi beberapa tahapan pekerjaan.

1. Pekerjaan Persiapan atau Pendahuluan
2. Pekerjaan Tiang Pancang
3. Pekerjaan Pemancangan
4. Pekerjaan Pile Cap

5.4.1 Detail Pekerjaan

5.4.1.1 Pekerjaan Pendahuluan

Pekerjaan pendahuluan meliputi : pekerjaan pemindahan barang didalam gudang, pembersihan, pembongkaran pelat lantai, pengukuran, pemasangan *bowplank*, mobilisasi alat, penggalian dan pengadaan tiang pancang.

- 1) Sebelum dilakukan pembongkaran, area gudang harus dikosongkan dari timbunan bubuk soda, sehingga pekerjaan dapat dilaksanakan secara maksimal.
- 2) Melakukan pembongkaran pada pelat lantai dengan menggunakan *breaker*, godam, linggis dan alat bantu lainnya.
- 3) Pembersihan area gudang dan pengangkutan hasil pembongkaran dengan menggunakan truk menuju ke tempat penyimpanan sementara yang telah disediakan.
- 4) Melakukan pengukuran pada area gudang sesuai dengan perencanaan perbaikan. Pengukuran ini berupa : pengukuran luas bangunan, pengukuran batas luas bangunan yaitu 72 m x 33,5 m, pengukuran as bangunan, penentuan as pile cap dan penentuan titik tiang pancang.
- 5) Setelah dilakukan pengukuran, dapat dilanjutkan pekerjaan pemasangan *bowplank*. *Bowplank* yang

digunakan yaitu berupa papan atau kasi. Pemasangan *bowplank* dilakukan pada jarak 1 m di luar denah yang akan dibuat, tujuannya agar *bowplank* tidak terbongkar setelah pekerjaan pondasi dilaksanakan.

- 6) Mobilisasi alat berat yang akan digunakan seperti alat pemancang berupa HSPI (*Hydraulic Static Injection Pile*).
- 7) Pekerjaan galian sesuai ukuran dan kedalaman yang telah direncanakan. Galian meliputi galian *pilecap* tepi sedalam 1 m dan galian slab area tengah sedalam 1 m.

5.4.2 Pekerjaan Tiang Pancang

METODE PELAKSANAAN PONDASI TIANG PANCANG Dengan ALAT PANCANG Hydraulic Static Injection Pile

Hydraulic Static Injection Pile adalah suatu sistem pemancangan pondasi tiang yang dilakukan dengan cara menekan tiang masuk kedalam tanah dengan menggunakan dongkrak hidrolik yang diberi beban berupa *counterweight*. Pada proses pemancangan tiang dengan menggunakan *Hydraulic Static Injection Pile* (HSIP), agar pelaksanaannya tidak menimbulkan getaran serta gaya tekan dongkrak hidrolik langsung dapat dibaca melalui sebuah manometer sehingga besarnya gaya tekan tiang setiap mencapai kedalaman tertentu dapat diketahui. Kapasitas alat pemancangan HSPD ini ada bermacam tipe yaitu 320 ton, dan 450 ton, pemilihan alat disesuaikan dengan desain load/beban rencana tiang pancang.

Produk Tiang Pancang :

Jenis tiang yang digunakan adalah tiang pancang beton prategang persegi dengan Mutu beton K-500 MPa

Spesifikasi Pengiriman, Penyimpanan, Pengangkatan dan Pemindahan

1. Setelah panjang tiang diverifikasi, tiang-tiang dikirim menuju lokasi proyek dalam suatu jumlah dan suatu waktu untuk menjamin kontinuitas operasi pemancangan tiang dan sesuai jadwal proyek.

2. Setiap tiang harus dengan jelas ditandai untuk menunjukkan nomor tanggal pengecoran dan titik angkat. Sebelum pemancangan setiap tiang harus ditandai dengan nomornya, panjang keseluruhan, dan pada interval 0,5 m, dengan kumulatif diukur dari nol pada ujung tiang.
3. Tiang harus diangkat dengan hati-hati untuk menghindari retak atau kerusakan lain. Tiang boleh diangkat setelah kekuatan tekan yang diisyaratkan.
4. Tiang disimpan dalam urutan kelompok diatas tanah dan ditanjal untuk mencegah terjadinya distorsi tiang.
5. Proses pemancangan dimulai dengan tiang pancang diangkat dengan bantuan *service crane* yang tergabung dalam unit HSPD dan dimasukkan peralatan kedalam lubang pengikat tiang atau yang disebut "*clamping box*", kemudian sitem jack-in akan naik dan mengikat atau memegang tiang pancang tersebut, ketika tiang sudah dipegang erat oleh "*clamping box*", maka tiang mulai ditekan tiap 1,5 m. Di saat pemancangan dilakukan *check verticality* tiang pancang setiap kedalaman 0,5 m s/d 2m.
6. Untuk mengetahui besarnya tekanan yang diberikan pada tiang pancang dan alat ini dilengkapi dengan manometer oil pressure yang terletak pada ruang control/cabin. Besarnya tekanan yang diberikan kemudian dikonversikan ke pressure force dengan menggunakan tabel yang ada.
7. Bila "*clamping box*" hanya mampu menekan tiang pancang sampai bagian pangkal lubang mesin saja, maka penekanan dihentikan dan "*clamping box*" bergerak naik ke atas untuk mengambil tiang pancang sambungan yang disiapkan.
8. Tiang pancang tepi dan tengah yang akan dipancang ini membutuhkan panjang 28 m, sehingga dibutuhkan 3 buah tiang pancang untuk setiap titiknya dengan asing-masing tiang sepanjang 10m, dan dilakukan penyambungan dengan cara dilas. Saat pengelasan, tiang sambungan (*upper pile*) diangkat dengan bantuan *service crane* dan

dimasukkan ke dalam *clamping box* seperti pada awal permulaan pemancangan tiang pancang pertama (bottom pile). Bila tiang sudah dipegang erat oleh “clamping box”, maka tiang mulai ditekan mendekati tiang pancang pertama (bottom pile). Hal ini dilakukan guna mempersiapkan penyambungan kedua tiang pancang dengan pengelasan. Sebelum pengelasan cek kembali verticality tiang.

9. Setelah pengelasan selesai, tiang kemudian ditekan kembali hingga kedalaman yang direncanakan atau sesuai dengan desain load atau beban rencana tiang pancang.

5.4.3 Kontrol Kualitas

- 1) Kondisi fisik tiang
 - a. Seluruh permukaan tiang tidak rusak atau retak
 - b. Sambungan tiang pancang bagian atas dan bawah harus lurus
 - c. Hasil penyambungan las sesuai dengan ketentuan yang ada
 - d. Kepala tiang harus diberi bantalan selama pemancangan
- 2) Toleransi

Vertikalisasi tiang diperiksa secara periodik selama proses pemancangan berlangsung. Penyimpanan arah vertikal dibatasi tidak lebih dari jarak kern tiang dibandingkan kedalaman pancang dan penyimpangan arah horizontal dibatasi tidak lebih $1/6 D$ mm.
- 3) Penetrasi

Tiang sebelum dipancang harus diberi tanda pada setiap setengah meter disepanjang tiang untuk mendeteksi penetrasi per setengah meter. Dicatat jumlah pukulan untuk penetrasi setiap setengah meter.
- 4) Final set

Pemancangan dihentikan setelah mencapai kapasitas ultimate tiang yaitu sekitar 210 ton (mencapai kapasitas tiang).

5.4.4 Pekerjaan Pile Cap

- 1) Pekerjaan persiapan
Pekerjaan persiapan dalam pekerjaan pilecap adalah menentukan as pile cap dengan menggunakan theodolite dan waterpass sesuai dengan shop drawing yang dilanjutkan dengan pemasangan patok
- 2) Penggalian
Tanah digali sesuai dengan ukuran dan kedalaman yang telah direncanakan. Didalam perencanaan ini, bottom pile cap adalah -1,00 meter. Elevasi sudah termasuk 100mm tebal pasir dan 30 cm lantai kerja.
- 3) Penimbunan pasir yang dipadatkan
- 4) Pemotongan dan pembongkaran tiang pancang
Pembongkaran ini dilakukan hanya pada bagian betonnya saja sehingga menyisakan besi tulangnya yang akan digunakan untuk stek pondasi sebagai pengikat dengan *pile cap*. Pemotongan dilakukan hanya sampai *elevasi bottom of concrete* yaitu dengan menyisakan beton setebal 100 mm dari lantai kerja pada *pilecap*.
- 5) Pemasangan bekisting
Metode pemasangan bekisting yang digunakan adalah metode tradisional, dimana bekisting *pile cap* menggunakan multipleks bukan batako. Multipleks dipaku pada balok kayu yang telah ditanam pada tanah, dan diatur sedemikian rupa sampai menjadi bentuk yang sesuai dengan perencanaan. Setelah pemasangan rangkaian bekisting selesai dilaksanakan maka pada sisi-sisi samping rangkaiann bekisting tersebut diurug dengan tanah hingga padat untuk memperkuat bekisting tersebut.

- 6) Pengurugan dan pemasangan lantai kerja
Pembuatan lantai kerja pada perbaikan gudang ini sekaligus digunakan sebagai *pilecap* pondasi area tengah. Pembuatan lantai kerja ini dilakukan dengan mendatangkan beton Readymix dari luar sehingga memudahkan pelaksanaan.
- 7) Penulangan *pile cap*
Pemasangan besi tulangan yang langsung dirangkai di atas lantai kerja sesuai dengan ukuran dan jumlah yang telah direncanakan. Diameter besi tulangan yang dipasang untuk *pilecap* tepi dan tengah gudang adalah D19. Pekerjaan pembesian ini juga meliputi tulangan utama arah x dan arah y serta pemasangan beton decking.
- 8) Pengecoran Pile Cap
Sebelum pengecoran terlebih dahulu dilakukan pembersihan dari debu ataupun kotoran seperti tanah, sisa kawat, maupun plastik pada area yang akan dicor menggunakan *compressor*. Pengecoran untuk *pilecap* tepi dilakukan sedalam 0,75 m dengan mutu $f'c$ 40 MPa, sedangkan untuk area tengah gudang, dilakukan pengecoran *pelat* setebal 30 cm dengan mutu beton $f'c$ 18,6 MPa dan pengecoran pada bagian slab setebal 50cm dengan mutu beton 18,6 MPa.

5.5 Perhitungan Biaya Perbaikan

5.5.1 Analisa Harga Satuan Pekerjaan

Analisa harga satuan pekerjaan ini didasarkan pada harga satuan material, upah dan harga sewa alat berat di Kota Surabaya, Jawa Timur pada tahun 2017.

Tabel 5. 29 Analisa Harga Satuan Pokok Pekerjaan

ANALISA HARGA SATUAN POKOK PEKERJAAN

NO.	URAIAN KEGIATAN	KOEFISIEN	SATUAN	HARGA SATUAN	HARGA
1	PEMBERSIHAN LAPANGAN DAN PERSIAPAN		m ²		
	Upah :				
	Mandor	0,0025	O.H	Rp171.000	Rp428
	Pekerja	0,05	O.H	Rp145.000	Rp7.250
		Jumlah			Rp7.678
		Nilai HSPK			Rp7.678
2	PEMBONGKARAN BETON				
	Upah :				
	Pekerja	1	O.H	Rp95.000	Rp95.000
		Jumlah			Rp95.000
		Nilai HSPK			Rp95.000
3	PENGUKURAN DAN PEMASANGAN BOWPLANK				
	Bahan/Material :				
	Kayu Meranti (Papan 3/20)	0,0042	m ³	Rp4.118.000	Rp17.296
	Kayu Meranti (Usuk 5/7)	0,0039	m ³	Rp4.188.000	Rp16.333
	Paku Klem (No.4)	0,02	kg	Rp29.100	Rp582
	Upah :				
	Mandor	0,005	O.H	Rp171.000	Rp855
	Kepala Tukang Kayu	0,01	O.H	Rp171.000	Rp1.710
	Tukang Kayu	0,1	O.H	Rp156.000	Rp15.600
	Pekerja	0,1	O.H	Rp145.000	Rp14.500
		Jumlah			Rp66.876
		Nilai HSPK			Rp66.876
4	PEKERJAAN GALIAN TANAH BIASA				
	Alat :				
	Sewa Dump Truk	0,073	Jam	Rp70.000	Rp5.110
	Sewa Excavator	0,05228	Jam	Rp153.333	Rp8.016
	Upah :				
	Mandor	0,0252	O.H	Rp171.000	Rp4.309
	Pekerja	0,75722	O.H	Rp145.000	Rp109.797
		Jumlah			Rp127.232
		Nilai HSPK			Rp127.232

5	PEKERJAAN PEMANCANGAN dengan DRIVEN PILE				
	Bahan/Material : Tiang pancang tipe 45 x 45 cm	1	m'	Rp639.000	Rp639.000
	Alat : Crane 30 ton-min 8 jam	0,218	m'	Rp146.500	Rp31.937
	Hammer tiang pancang min 8 j	0,218	m'	Rp204.700	Rp44.625
	Welding	0,218	Set	Rp150.000	Rp32.700
	Upah : Operator alat pancang	1	O.H	Rp83.145	Rp83.145
	Pembantu Operator	1	O.H	Rp83.145	Rp83.145
	Tukang Las	0,5	O.H	Rp65.734	Rp32.867
		Jumlah			Rp947.419
		Nilai HSPK			Rp947.419
6	PEKERJAAN PEMANCANGAN dengan INJECTION PILE				
	Bahan/Material : Tiang pancang type 25 x 25 cm	1	m'	Rp340.000	Rp340.000
	Alat : Crane 30 ton-min 8 jam	0,218	m'	Rp146.500	Rp31.937
	Hammer tiang pancang min 8 j	0,218	m'	Rp204.700	Rp44.625
	Welding	0,218	Set	Rp150.000	Rp32.700
	Upah : Operator alat pancang	1	O.H	Rp83.145	Rp83.145
	Pembantu Operator	1	O.H	Rp83.145	Rp83.145
	Tukang Las	0,5	O.H	Rp65.734	Rp32.867
		Jumlah			Rp648.419
		Nilai HSPK			Rp648.419

7	PEKERJAAN PENGEBORAN				
	Alat : Alat bor auger dengan casing p	1	m'	Rp171.000	Rp171.000
	Upah : Operator Mesin Bor	1	O.H	Rp83.145	Rp83.145
	Pembantu Operator	1	O.H	Rp83.145	Rp83.145
		Jumlah			Rp337.290
		Nilai HSPK			Rp337.290
8	PEKERJAAN BETON BERTULANG (f_c=18,6)				
	A. Tulangan				
	Bahan/Material :				
	Besi Beton Polos	1,05	kg	Rp13.500	Rp14.175
	Kawat Beton	0,015	kg	Rp26.900	Rp404
					Rp0
	Upah :				Rp0
	Mandor	0,00071	O.H	Rp171.000	Rp121
	Tukang Besi	0,00706	O.H	Rp156.000	Rp1.102
	Pekerja	0,00707	O.H	Rp145.000	Rp1.025
		Jumlah			Rp16.826
		Nilai HSPK			Rp16.826
	B. Beton				
	Bahan/Material :				
	Ready Mix K-150 slump +- 12	1	m3	Rp881.000	Rp881.000
	Alat :				
	Concrete Pump	0,01	Jam	Rp21.000	Rp210
	Upah :				
	Pembantu tukang	1,66589	O.H	Rp145.000	Rp241.554
	Tukang	0,27746	O.H	Rp156.000	Rp43.284
	Mandor	0,02823	O.H	Rp171.000	Rp4.827
	Operator Concrete Pump	1	O.H	Rp83.145	Rp83.145
		Jumlah			Rp1.254.020
		Nilai HSPK			Rp1.254.020

9	PEKERJAAN PASANGAN BATU BATA (1:5) TEBAL 1/2 BATA				
	Bahan/Material : Semen PC (Portland Cement) 9,68 kg Pasir Pasang 0,045 m3 Batu Bata Merah uk 22 x 11 x 70 buah Upah : Mandor O.H Kepala Tukang Batu O.H Tukang Batu O.H Pekerja O.H			Rp1.060 Rp185.000 Rp325 Rp108.296 Rp95.726 Rp83.145 Rp70.587	Rp10.261 Rp8.325 Rp22.750 Rp0 Rp0 Rp0 Rp0
		Jumlah			Rp41.336
		Nilai HSPK			Rp41.336
10	PEKERJAAN BEKISTING LANTAI				
	Bahan/Material : Paku usuk 0,4 kg Plywood uk. 122x244x9 mm 0,35 lembar Kayu Meranti Bekisting 0,04 m3 Kayu Meranti Balok 4/6, 5/7 0,015 m3 Minyak Bekisting 0,2 liter Upah : Mandor 0,03327 O.H Tukang Batu 0,33295 O.H Pekerja 0,66635 O.H			Rp14.800 Rp105.000 Rp3.350.400 Rp4.711.500 Rp30.100 Rp1.711.000 Rp156.000 Rp145.000	Rp5.920 Rp36.750 Rp134.016 Rp56.924 Rp51.941 Rp96.621
		Jumlah			Rp382.172
		Nilai HSPK			Rp382.172

5.5.2 Analisa Volume Pekerjaan

Tabel 5. 30 Analisa Volume Pekerjaan

PERHITUNGAN VOLUME							
NO	JENIS PEKERJAAN	PERHITUNGAN			VOLUME	VOLUME TOTAL	SAT
		P	L				
A	Pekerjaan Persiapan						
	Pembersihan Lahan	32	72		2304	2304,00 m ²	
	Pemasangan Bowplank	33,5	72		211	211,00 m'	
	Pembongkaran Pelat	32	72	0,3	691,2	691,20 m ³	
	Pekerjaan Galian Tanah	2,2	1,5	1	42,9	42,90 m ³	
	Pengangkutan	32	72	0,3	691,2	691,20 m ³	
		2,2	1,5	1	42,9	42,90 m ³	
B	Pekerjaan Pemancangan						
	Pemancangan Tepi	26	28		728		m'
	Pemancangan Tengah	612	28		17136		m'
C	Pekerjaan Beton Bertulang						
C.1	Pekerjaan Pengecoran						
	Pile Cap Tepi	2,2	1	0,75	1,65	21,45 m ³	
	Pile Cap Tengah	72	33,5	0,3	723,6	723,60 m ³	
	Total					745,05	
C.2	Pekerjaan Bekisting						
	Bekisting Pile Cap Tepi	2,2	1	13	83,2		m'
	Bekisting Pelat tengah	72	33,5		211		m'
	Total					294,20 m'	
C.3	Penulangan Pilecap Tepi						
	arah x	64,467 m'		838,071 m'			
	berat	2,25		1885,66			kg
	arah y	19,863 m'		258,219 m'			
	berat	2,25		580,9928			kg
	Total					2466,65 kg	
C.4	Penulangan Pilecap Tengah						
	arah x	15339,37 m'		15339,4 m'			
	berat	2,25		34513,58			kg
	arah y	3342,658 m'		3342,66 m'			
	berat	2,25		7520,981			kg
	Total					42034,56	
D	Pekerjaan Pemancangan						
	Tiang Pancang □ 25 cm	612	28		17136	17136,00 m'	
	Tiang Pancang □ 45 cm	26	28		728	728,00 m'	

5.5.3 Rencana Anggaran Biaya

Tabel 5. 31 Tabel Rincian RAB

RENCANA ANGGARAN BIAYA PERBAIKAN PONDASI PADA AREA TEPI DAN AREA TENGAH GUDANG NO.3 PT. AKR CORPORINDO TBK							
No.	Uraian Pekerjaan		Satuan	Volume	Harga Satuan	Jumlah	Total
1		Persiapan					
	a.	Pembersihan Lahan	m'	2304,00	Rp7.677,50	Rp17.688.960,00	Rp17.688.960,00
	b.	Pemasangan Bowplank	m'	211,00	Rp66.875,80	Rp14.110.793,80	Rp14.110.793,80
2		Pembongakaran					
	a.	Pembongakaran	m3	691,20	Rp95.000,00	Rp65.664.000,00	Rp65.664.000,00
3		Pekerjaan Galian Tanah					
	a.	Galian Tanah	m3	42,90	Rp127.232,35	Rp5.458.267,78	Rp5.458.267,78
4		Pekerjaan Pemancangan					
	a.	Pemancangan tiang 0,45 m	m'	728,00	Rp648.418,60	Rp472.048.740,80	Rp472.048.740,80
	b.	Pemancangan tiang 0,25 m	m'	17136,00	Rp947.418,60	Rp16.234.965.129,60	Rp16.234.965.129,60
5		Pekerjaan Beton Bertulang					
	a.	Penulangan Pilecap Tepi	kg	2466,65	Rp16.825,71	Rp41.503.187,78	Rp41.503.187,78
	b.	Penulangan Pilecap Tengah	kg	42034,56	Rp16.825,71	Rp707.261.392,16	Rp707.261.392,16
	c.	Pengecoran Pilecap Tepi	m3	21,45	Rp1.254.019,87	Rp26.898.726,30	Rp26.898.726,30
	d.	Pengecoran Slab Tengah	m3	723,60	Rp1.254.019,87	Rp907.408.781,01	Rp907.408.781,01
JUMLAH							Rp18.493.007.979,22

5.5.4 Analisa Hasil Perencanaan

Berdasarkan hasil perencanaan dan perhitungan Rencana Anggaran Biaya maka diperoleh kesimpulan sebagai berikut :

1. Tiang Pancang Tepi

- Diameter : 45cm x 45cm
- Panjang : 28 m
- Jumlah : 26 titik
- Daya dukung 1 tiang : 191,91 ton
- Mutu beton ($f'c$) : 41,5 MPa
- Dimensi pile cap : 2,2m x 1m
- Penurunan : 1,6 cm
- Harga : Rp540.450.654,88

2. Tiang Pancang Tengah

- Diameter : 25cm x 25cm
- Panjang : 28m
- Jumlah : 612 titik
- Daya dukung 1 tiang : 243,31 ton
- Mutu beton ($f'c$) : 41,5 MPa
- Dimensi pile cap : 72m x 33,5m
- Penurunan : 3,674 cm
(beban timbunan 9m)
- Harga : Rp17.849.635.302,76

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Dalam perencanaan Tugas Akhir ini didapatkan beberapa kesimpulan sebagai berikut :

1. Hasil analisis kondisi eksisting didapatkan bahwa kondisi tiang pancang eksisting pada bagian tepi tidak aman untuk menerima beban di atasnya, hal tersebut dapat diketahui dari nilai SF tiang pancang eksisting yaitu 1,67 (kurang dari SF=3).
2. Hasil analisa penurunan dan stabilitas gudang pada kondisi eksisting gudang dengan menggunakan program plaxis 8.2, didapatkan bahwa gudang hanya dapat menerima beban timbunan bubuk soda setinggi 3 m. Hasil analisis penurunan dan stabilitas gudang dapat dilihat pada Tabel 6.1.

Tabel 6. 1 Analisis Kondisi Eksisting Gudang dengan
PLAXIS 8.2

Tinggi Timbunan Bubuk Soda	Total Displacement	Displacement pada Pelat Lantai	SF
(m)	(mm)	(mm)	
3	33,75	40,91	1,49
5	46,9	56,26	1,12
7	75,19	79,37	0,86
9	105	115,17	0,69

3. Pada alternatif perencanaan perbaikan untuk pondasi tepi gudang terpilih pondasi tiang pancang dengan ukuran 45cm x 45cm dengan panjang 28 m sebanyak 26 tiang.

Tabel 6. 2 Resume Alternatif Perencanaan Pondasi Tepi

Alternatif	Dimensi	Kedalaman	Qult (ton)	Jumlah Tiang
Tiang Pancang	45cm x 45cm	28 m	191,1 ton	26
Bored Pile	45 cm	41 m	202,5 ton	26

Alasannya adalah daya dukung tiang lebih besar dan pelaksanaan tiang pancang lebih mudah dan tepat untuk lingkungan proyek yang mayoritas merupakan kawasan industri, dan daya dukung tiang pancang yang dihasilkan lebih besar untuk kedalaman 28 m. Pada alternatif perencanaan perbaikan untuk pondasi tepi gudang dibutuhkan 26 tiang.

4. Pada perencanaan pondasi untuk area tengah digudang, diperlukan 612 buah tiang pancang persegi dengan ukuran 25cm x 25cm dan kedalaman 28 m, agar dapat menyimpan beban timbunan bubuk soda secara maksimum.
5. Metode pelaksanaan yang dipilih untuk melakukan perbaikan pondasi tiang pancang dibawah gudang PT.AKR Corporindo ini adalah metode *injection tiang pancang* alasannya adalah gudang terletak dikawasan industri sehingga diperlukan metode yang tidak menimbulkan kebisingan dan getaran agar tidak mengganggu kenyamanan sekitar.
6. Hasil perhitungan Rencana Anggaran Biaya yang dibutuhkan untuk perencanaan perbaikan pondasi gudang adalah sebesar **Rp. 18.493.007.979,22.**

6.2 Saran

Setelah dilakukan perhitungan dan analisa, Penulis memberikan saran sebagai berikut :

1. Dari perhitungan penurunan tiang grup area tengah Gudang pada tugas akhir ini sebaiknya digunakan hasil perhitungan dengan menggunakan program plaxis, sebab hasil tersebut lebih akurat.
2. Untuk perhitungan penurunan tiang grup area tengah Gudang dapat dihitung ulang dengan program PLAXIS secara *Settlement Consolidation* yang kemudian dapat dibandingkan hasilnya.
3. Untuk perencanaan lebih lanjut, dapat digunakan jenis alternatif perencanaan lain seperti *grouting*.

“Halaman sengaja dikosongkan”

DAFTAR PUSTAKA

- Das, B. M. (1985). *Mekanika Tanah (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknis) Jilid 1*. Jakarta: Erlangga.
- Das, B. M. (2006). *Principles of Geotechnical Engineering 7rd*. USA: PWS Publisher.
- DM-7, N. (1970). *Design Manual, Soil Mechanics, Foundation and Earth Structures*. USA: Dept. of the Navy Naval Facilities Engineering Command.
- Terzaghi, K. &. (1993). *Mekanika Tanah dalam Praktek Rekayasa*. Jakarta: Erlangga.
- Wahyudi, H. (1999). *Daya Dukung Pondasi Dalam*. Surabaya: Institut Teknologi Sepuluh Nopember.
- Hardiyatmo, H. (1996). *Teknik Fondasi 1*. Jakarta: PT Gramedia Pustaka Utama.
- Wahyudi, Herman. (1999). *Dalam Daya Dukung Pondasi Dalam*. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS.
- Mochtar, Noor Endah. (2012). *Modul Ajar Metode Perbaikan Tanah*. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil ITS.
- NAFVAC DM 7. (1971). *Design Manual, Soil Mechanic, Foundation and Earth Structures*. Departement of The Naval Facilities Engineering Command, Virginia, USA.
- Nasional, B. S. (2013). *Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung (SNI:2847)*. Jakarta: BSNI.
- Brinkgreve, R. B. J.(2004). *Manual Plaxis 8.2*. Belanda : Delf University of Technology

“Halaman sengaja dikosongkan”

LAMPIRAN

“Halaman sengaja dikosongkan”

Tabel I. 1 Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Tepi 45cm x 45cm

PERHITUNGAN DAYA DUKUNG IJIN TIANG PANCANG BERDASARKAN HARGA SPT DAN DATA BOR, DGN METODE LUCIANO DE COURT													
depth (m)	Consistency	N cor	K (t/m2)	α	β	Np	Ns	Np	As (m2)	Qp ton/m2	Qs ton/m2	Qult (ton)	Qijin SF=3 (ton)
0	Urugan Kapur	0,00	40	1	1	3,33	0,00	5,17	0,00	41,85	0,00	41,85	13,95
0,5	Urugan Kapur	0,00	40	1	1	4,75	0,00	5,00	0,90	40,50	0,90	41,40	13,80
1	Urugan Kapur	10,00	40	1	1	5,20	3,33	4,63	1,80	37,46	3,80	41,26	13,75
1,5	Urugan Kapur	9,00	40	1	1	6,20	4,75	4,22	2,70	34,20	6,98	41,18	13,73
2	Urugan Kapur	7,00	40	1	1	7,00	5,20	3,90	3,60	31,59	9,84	41,43	13,81
2,5	Urugan Kapur	5,00	40	1	1	5,40	5,17	3,64	4,50	29,45	12,25	41,70	13,90
3	Urugan Kapur	4,00	40	1	1	3,80	5,00	3,73	5,40	30,19	14,40	44,59	14,86
3,5	Lempung abu-abu	2,00	12	1	1	2,60	4,63	3,82	6,30	9,28	16,01	25,29	8,43
4	Lempung abu-abu	1,00	12	1	1	1,80	4,22	3,00	7,20	7,29	17,33	24,62	8,21
4,5	Lempung abu-abu	1,00	12	1	1	1,20	3,90	2,27	8,10	5,52	18,63	24,15	8,05
5	Lempung abu-abu	1,00	12	1	1	1,00	3,64	1,73	9,00	4,20	19,91	24,11	8,04
5,5	Lempung abu-abu	1,00	12	1	1	1,00	3,42	1,36	9,90	3,31	21,18	24,49	8,16
6	Lempung abu-abu	1,00	12	1	1	1,00	3,23	1,09	10,80	2,65	22,43	25,08	8,36
6,5	Lempung abu-abu	1,00	12	1	1	1,00	3,07	1,00	11,70	2,43	23,68	26,11	8,70
7	Lempung abu-abu	1,00	12	1	1	1,00	2,93	1,00	12,60	2,43	24,92	27,35	9,12
7,5	Lempung abu-abu	1,00	12	1	1	1,00	2,81	1,00	13,50	2,43	26,16	28,59	9,53
8	Lempung abu-abu	1,00	12	1	1	1,00	2,71	1,00	14,40	2,43	27,39	29,82	9,94
8,5	Lempung abu-abu	1,00	12	1	1	1,00	2,61	1,00	15,30	2,43	28,62	31,05	10,35
9	Lempung abu-abu	1,00	12	1	1	1,00	2,53	1,00	16,20	2,43	29,84	32,27	10,76
9,5	Lempung abu-abu	1,00	12	1	1	1,00	2,45	1,00	17,10	2,43	31,07	33,50	11,17
10	Lempung abu-abu	1,00	12	1	1	1,00	2,38	1,00	18,00	2,43	32,29	34,72	11,57
10,5	Lempung abu-abu	1,00	12	1	1	1,00	2,32	1,00	18,90	2,43	33,50	35,93	11,98
11	Lempung abu-abu	1,00	12	1	1	1,00	2,26	1,00	19,80	2,43	34,72	37,15	12,38
11,5	Lempung abu-abu	1,00	12	1	1	1,00	2,21	1,00	20,70	2,43	35,94	38,37	12,79
12	Lempung abu-abu	1,00	12	1	1	1,00	2,16	1,00	21,60	2,43	37,15	39,58	13,19

depth	Consistency	N cor	K	α	β	Np	Ns	Np	As	Qp	Qs	Qult	Qijin
(m)			(t/m ²)						(m ²)	ton/m ²	ton/m ²	(ton)	SF=3 (ton)
12,5	Lempung abu-abu	1,00	12	1	1	1,00	2,12	1,00	22,50	2,43	38,37	40,80	13,60
13	Lempung abu-abu	1,00	12	1	1	1,00	2,07	1,00	23,40	2,43	39,58	42,01	14,00
13,5	Lempung abu-abu	1,00	12	1	1	1,00	2,04	1,09	24,30	2,65	40,79	43,44	14,48
14	Lempung abu-abu	1,00	12	1	1	1,00	2,00	1,18	25,20	2,87	42,00	44,87	14,96
14,5	Lempung abu-abu	1,00	12	1	1	1,00	1,97	1,27	26,10	3,09	43,21	46,30	15,43
15	Lempung abu-abu	1,00	12	1	1	1,20	1,94	1,36	27,00	3,31	44,42	47,73	15,91
15,5	Lempung abu-abu	1,00	12	1	1	1,40	1,91	1,45	27,90	3,53	45,63	49,16	16,39
16	Lempung abu-abu	2,00	12	1	1	1,60	1,91	1,55	28,80	3,76	47,13	50,88	16,96
16,5	Lempung abu-abu	2,00	12	1	1	1,80	1,91	1,64	29,70	3,98	48,63	52,60	17,53
17	Lempung abu-abu	2,00	12	1	1	2,00	1,91	1,82	30,60	4,42	50,13	54,54	18,18
17,5	Lempung abu-abu	2,00	12	1	1	2,00	1,92	2,18	31,50	5,30	51,63	56,93	18,98
18	Lempung abu-abu	2,00	12	1	1	2,00	1,92	2,73	32,40	6,63	53,12	59,75	19,92
18,5	empung sedikit pasir+kulit kerang	2,00	13	1	1	2,20	1,92	3,45	33,30	9,09	54,62	63,72	21,24
19	empung sedikit pasir+kulit kerang	2,00	13	1	1	2,80	1,92	4,27	34,20	11,25	56,12	67,37	22,46
19,5	empung sedikit pasir+kulit kerang	3,00	13	1	1	3,80	1,95	5,18	35,10	13,64	57,92	71,56	23,85
20	empung sedikit pasir+kulit kerang	5,00	13	1	1	5,20	2,02	6,09	36,00	16,03	60,29	76,33	25,44
20,5	empung sedikit pasir+kulit kerang	7,00	13	1	1	7,00	2,14	7,09	36,90	18,67	63,26	81,92	27,31
21	empung sedikit pasir+kulit kerang	9,00	13	1	1	8,80	2,30	8,09	37,80	21,30	66,81	88,11	29,37
21,5	lempung lanau abu-abu	11,00	14	1	1	10,20	2,50	9,18	38,70	26,03	70,95	96,98	32,33
22	lempung lanau abu-abu	12,00	15	1	1	11,40	2,71	10,27	39,60	31,20	75,39	106,59	35,53
22,5	lempung lanau abu-abu	12,00	15	1	1	12,20	2,91	11,36	40,50	34,52	79,83	114,34	38,11
23	lempung lanau abu-abu	13,00	15	1	1	12,80	3,13	12,19	41,40	37,02	84,56	121,58	40,53
23,5	lempung lanau abu-abu	13,00	15	1	1	13,20	3,33	12,87	42,30	39,08	89,30	128,38	42,79
24	lempung lanau abu-abu	14,00	16	1	1	13,80	3,55	13,36	43,20	43,27	94,33	137,61	45,87
24,5	g lanau berpasir berkulit kerang a	14,00	17	1	1	14,01	3,76	13,70	44,10	47,16	99,37	146,53	48,84
25	g lanau berpasir berkulit kerang a	15,00	18	1	1	14,31	3,98	13,94	45,00	50,82	104,71	155,53	51,84
25,5	g lanau berpasir berkulit kerang a	14,07	18	1	1	14,38	4,17	14,22	45,90	51,84	109,77	161,61	53,87
26	g lanau berpasir berkulit kerang a	14,46	18	1	1	14,54	4,37	14,40	46,80	52,49	114,95	167,44	55,81

depth	Consistency	N cor	K	α	β	Np	Ns	Np	As	Qp	Qs	Qult	Qijin
(m)			(t/m2)						(m2)	ton/m2	ton/m2	(ton)	SF=3 (ton)
26,5	g lanau berpasir berkulit kerang a	14,38	18	1	1	14,47	4,55	14,53	47,70	52,97	120,11	173,08	57,69
27	g lanau berpasir berkulit kerang a	14,77	18	1	1	14,67	4,74	14,53	48,60	52,95	125,38	178,33	59,44
27,5	g lanau berpasir berkulit kerang a	14,69	18	1	1	14,78	4,92	14,47	49,50	52,75	130,64	183,39	61,13
28	g lanau berpasir berkulit kerang a	15,06	18	1	1	14,79	5,30	14,38	50,40	52,42	139,49	191,91	63,97
28,5	g lanau berpasir berkulit kerang a	14,98	18	1	1	14,62	5,27	14,28	51,30	52,06	141,35	193,41	64,47
29	g lanau berpasir berkulit kerang a	14,45	18	1	1	14,36	5,42	14,15	52,20	51,58	146,53	198,11	66,04
29,5	g lanau berpasir berkulit kerang a	13,92	18	1	1	14,15	5,56	14,12	53,10	51,45	151,57	203,02	67,67
30	g lanau berpasir berkulit kerang a	13,40	18	1	1	13,76	5,69	14,05	54,00	51,20	156,45	207,65	69,22
30,5	g lanau berpasir berkulit kerang a	14,00	18	1	1	13,47	5,83	14,07	54,90	51,30	161,51	212,81	70,94
31	g lanau berpasir berkulit kerang a	13,00	18	1	1	13,48	5,94	14,11	55,80	51,45	166,28	217,72	72,57
31,5	g lanau berpasir berkulit kerang a	13,00	18	1	1	13,60	6,05	14,21	56,70	51,78	171,04	222,83	74,28
32	g lanau berpasir berkulit kerang a	14,00	18	1	1	13,80	6,17	14,30	57,60	52,13	176,11	228,24	76,08
32,5	g lanau berpasir berkulit kerang a	14,00	18	1	1	14,30	6,29	14,49	58,50	52,82	181,17	233,99	78,00
33	g lanau berpasir berkulit kerang a	15,00	18	1	1	14,90	6,42	14,73	59,40	53,68	186,53	240,21	80,07
33,5	lempung berpasir abu-abu	15,50	24	1	1	15,20	6,55	14,95	60,30	72,68	192,04	264,72	88,24
34	lempung berpasir abu-abu	16,00	24	1	1	15,60	6,69	15,32	61,20	74,45	197,70	272,15	90,72
34,5	lempung berpasir abu-abu	15,50	24	1	1	15,80	6,82	15,68	62,10	76,21	203,21	279,43	93,14
35	lempung berpasir abu-abu	16,00	30	1	1	16,00	6,95	15,95	63,00	96,92	208,87	305,80	101,93
35,5	pasir lanau abu-abu	16,00	30	1	1	16,20	7,07	16,27	63,90	98,86	214,54	313,39	104,46
36	pasir lanau abu-abu	16,50	32	1	1	16,50	7,20	16,50	64,80	106,92	220,35	327,27	109,09
36,5	pasir lanau abu-abu	17,00	32	1	1	16,70	7,33	16,68	65,70	108,10	226,31	334,41	111,47
37	pasir lanau abu-abu	17,00	34	1	1	17,00	7,46	16,82	66,60	115,79	232,27	348,06	116,02
37,5	pasir lanau abu-abu	17,00	34	1	1	17,20	7,59	17,05	67,50	117,36	238,23	355,59	118,53
38	pasir lanau abu-abu	17,50	34	1	1	17,30	7,72	17,23	68,40	118,61	244,34	362,95	120,98
38,5	pasir lanau abu-abu	17,50	34	1	1	17,40	7,84	17,41	69,30	119,86	250,45	370,32	123,44
39	pasir lanau abu-abu	17,50	34	1	1	17,60	7,96	17,55	70,20	120,80	256,57	377,37	125,79
39,5	lempung lanau putih kekuningan	17,50	22	1	1	17,70	8,08	17,68	71,10	78,77	262,68	341,45	113,82
40	lempung lanau putih kekuningan	18,00	20	1	1	17,80	8,21	17,82	72,00	72,16	268,95	341,11	113,70

depth	Consistency	N cor	K	α	β	Np	Ns	Np	As	Qp	Qs	Qult	Qijin
(m)			(t/m ²)						(m ²)	ton/m ²	ton/m ²	(ton)	SF=3 (ton)
40	empung lanau putih kekuningan	18,00	20	1	1	17,80	8,21	17,82	72,00	72,16	268,95	341,11	113,70
40,5	empung lanau putih kekuningan	18,00	20	1	1	17,90	8,33	18,00	72,90	72,90	275,21	348,11	116,04
41	empung lanau putih kekuningan	18,00	20	1	1	18,10	8,44	18,14	73,80	73,45	281,47	354,93	118,31
41,5	empung lanau putih kekuningan	18,00	20	1	1	18,20	8,56	18,32	74,70	74,19	287,74	361,93	120,64
42	empung lanau putih kekuningan	18,50	20	1	1	18,40	8,67	18,50	75,60	74,93	294,16	369,08	123,03
42,5	empung lanau putih kekuningan	18,50	20	1	1	18,60	8,79	18,73	76,50	75,85	300,57	376,42	125,47
43	empung lanau putih kekuningan	19,00	20	1	1	18,90	8,90	18,91	77,40	76,58	307,14	383,72	127,91
43,5	empung lanau putih kekuningan	19,00	20	1	1	19,10	9,02	19,09	78,30	77,32	313,70	391,02	130,34
44	empung lanau putih kekuningan	19,50	20	1	1	19,40	9,14	19,27	79,20	78,05	320,42	398,47	132,82
44,5	empung lanau putih kekuningan	19,50	20	1	1	19,60	9,25	19,45	80,10	78,79	327,13	405,92	135,31
45	empung lanau putih kekuningan	20,00	20	1	1	19,80	9,37	19,59	81,00	79,34	334,00	413,34	137,78
45,5	empung lanau putih kekuningan	20,00	20	1	1	19,90	9,49	19,73	81,90	79,90	340,86	420,76	140,25
46	empung lanau putih kekuningan	20,00	20	1	1	20,00	9,60	19,82	82,80	80,26	347,73	427,99	142,66
46,5	empung lanau putih kekuningan	20,00	20	1	1	20,00	9,71	19,91	83,70	80,63	354,59	435,23	145,08
47	empung lanau putih kekuningan	20,00	20	1	1	20,00	9,82	19,95	84,60	80,82	361,46	442,28	147,43
47,5	empung lanau putih kekuningan	20,00	20	1	1	20,00	9,92	20,00	85,50	81,00	368,33	449,33	149,78
48	empung lanau putih kekuningan	20,00	20	1	1	20,00	10,03	20,00	86,40	81,00	375,20	456,20	152,07
48,5	empung lanau putih kekuningan	20,00	20	1	1	20,00	10,13	20,00	87,30	81,00	382,07	463,07	154,36
49	empung lanau putih kekuningan	20,00	20	1	1	20,00	10,23	20,00	88,20	81,00	388,94	469,94	156,65
49,5	empung lanau putih kekuningan	20,00	20	1	1	20,00	10,33	19,00	89,10	76,95	395,81	472,76	157,59
50	empung lanau putih kekuningan	20,00	20	1	1	20,00	10,42	19,00	90,00	76,95	402,68	479,63	159,88

**Tabel I. 2 Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang
25cmx25cm (Tengah)**

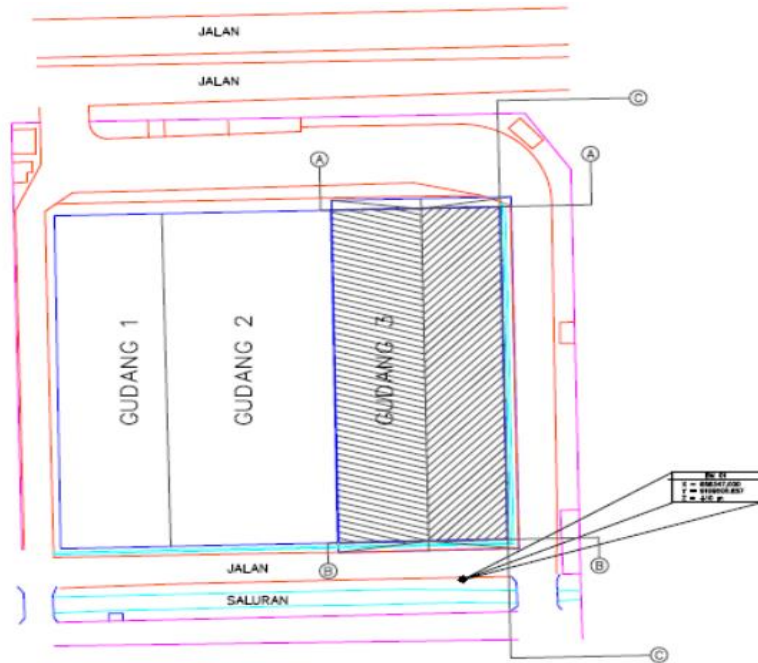
depth (m)	Consistency	N cor	K t/m ²	α	β	Np	Ns	As (m ²)	Qp ton/m ²	Qs ton/m ²	Qult (ton)	Qijin SF=3 (ton)
0	Urugan Kapur	0,00	40	1	3	3,33	3	0,00	8,33	0,00	8,33	2,78
0,5	Urugan Kapur	0,00	40	1	3	4,75	3	0,50	11,88	3,00	14,88	4,96
1	Urugan Kapur	10,00	40	1	3	5,20	3,33	1,00	13,00	6,33	19,33	6,44
1,5	Urugan Kapur	9,00	40	1	3	6,20	4,75	1,50	15,50	11,63	27,13	9,04
2	Urugan Kapur	7,00	40	1	3	7,00	5,20	2,00	17,50	16,40	33,90	11,30
2,5	Urugan Kapur	5,00	40	1	3	5,40	5,17	2,50	13,50	20,42	33,92	11,31
3	Urugan Kapur	4,00	40	1	3	3,80	5,00	3,00	9,50	24,00	33,50	11,17
3,5	Lempung abu-abu	2,00	12	1	3	2,60	4,63	3,50	1,95	26,69	28,64	9,55
4	Lempung abu-abu	1,00	12	1	3	1,80	4,22	4,00	1,35	28,89	30,24	10,08
4,5	Lempung abu-abu	1,00	12	1	3	1,20	3,90	4,50	0,90	31,05	31,95	10,65
5	Lempung abu-abu	1,00	12	1	3	1,00	3,64	5,00	0,75	33,18	33,93	11,31
5,5	Lempung abu-abu	1,00	12	1	3	1,00	3,42	5,50	0,75	35,29	36,04	12,01
6	Lempung abu-abu	1,00	12	1	3	1,00	3,23	6,00	0,75	37,38	38,13	12,71
6,5	Lempung abu-abu	1,00	12	1	3	1,00	3,07	6,50	0,75	39,46	40,21	13,40
7	Lempung abu-abu	1,00	12	1	3	1,00	3	7,00	0,75	42,00	42,75	14,25
7,5	Lempung abu-abu	1,00	12	1	3	1,00	3	7,50	0,75	45,00	45,75	15,25
8	Lempung abu-abu	1,00	12	1	3	1,00	3	8,00	0,75	48,00	48,75	16,25
8,5	Lempung abu-abu	1,00	12	1	3	1,00	3	8,50	0,75	51,00	51,75	17,25
9	Lempung abu-abu	1,00	12	1	3	1,00	3	9,00	0,75	54,00	54,75	18,25
9,5	Lempung abu-abu	1,00	12	1	3	1,00	3	9,50	0,75	57,00	57,75	19,25
10	Lempung abu-abu	1,00	12	1	3	1,00	3	10,00	0,75	60,00	60,75	20,25
10,5	Lempung abu-abu	1,00	12	1	3	1,00	3	10,50	0,75	63,00	63,75	21,25
11	Lempung abu-abu	1,00	12	1	3	1,00	3	11,00	0,75	66,00	66,75	22,25
11,5	Lempung abu-abu	1,00	12	1	3	1,00	3	11,50	0,75	69,00	69,75	23,25
12	Lempung abu-abu	1,00	12	1	3	1,00	3	12,00	0,75	72,00	72,75	24,25
12,5	Lempung abu-abu	1,00	12	1	3	1,00	3	12,50	0,75	75,00	75,75	25,25
13	Lempung abu-abu	1,00	12	1	3	1,00	3	13,00	0,75	78,00	78,75	26,25
13,5	Lempung abu-abu	1,00	12	1	3	1,00	3	13,50	0,75	81,00	81,75	27,25
14	Lempung abu-abu	1,00	12	1	3	1,00	3	14,00	0,75	84,00	84,75	28,25
14,5	Lempung abu-abu	1,00	12	1	3	1,00	3	14,50	0,75	87,00	87,75	29,25
15	Lempung abu-abu	1,00	12	1	3	1,20	3	15,00	0,90	90,00	90,90	30,30
15,5	Lempung abu-abu	1,00	12	1	3	1,40	3	15,50	1,05	93,00	94,05	31,35
16	Lempung abu-abu	2,00	12	1	3	1,60	3	16,00	1,20	96,00	97,20	32,40
16,5	Lempung abu-abu	2,00	12	1	3	1,80	3	16,50	1,35	99,00	100,35	33,45
17	Lempung abu-abu	2,00	12	1	3	2,00	3	17,00	1,50	102,00	103,50	34,50
17,5	Lempung abu-abu	2,00	12	1	3	2,00	3	17,50	1,50	105,00	106,50	35,50
18	Lempung abu-abu	2,00	12	1	3	2,00	3	18,00	1,50	108,00	109,50	36,50
18,5	ung sedikit pasir+kulit ke	2,00	13	1	3	2,20	3	18,50	1,79	111,00	112,79	37,60
19	ung sedikit pasir+kulit ke	2,00	13	1	3	2,80	3	19,00	2,28	114,00	116,28	38,76
19,5	ung sedikit pasir+kulit ke	3,00	13	1	3	3,80	3	19,50	3,09	117,00	120,09	40,03
20	ung sedikit pasir+kulit ke	5,00	13	1	3	5,20	3	20,00	4,23	120,00	124,23	41,41
20,5	ung sedikit pasir+kulit ke	7,00	13	1	3	7,00	3	20,50	5,69	123,00	128,69	42,90
21	ung sedikit pasir+kulit ke	9,00	13	1	3	8,80	3	21,00	7,15	126,00	133,15	44,38
21,5	lempung lanau abu-abu	11,00	14	1	3	10,20	3	21,50	8,93	129,00	137,93	45,98
22	lempung lanau abu-abu	12,00	15	1	3	11,40	3	22,00	10,69	132,00	142,69	47,56
22,5	lempung lanau abu-abu	12,00	15	1	3	12,20	3	22,50	11,44	135,00	146,44	48,81
23	lempung lanau abu-abu	13,00	15	1	3	12,80	3,13	23,00	12,00	140,94	152,94	50,98
23,5	lempung lanau abu-abu	13,00	15	1	3	13,20	3,33	23,50	12,38	148,83	161,21	53,74
24	lempung lanau abu-abu	14,00	16	1	3	13,80	3,55	24,00	13,80	157,22	171,02	57,01
24,5	au berpasir berkulit kera	14,00	17	1	3	14,01	3,76	24,50	14,89	165,62	180,51	60,17
25	au berpasir berkulit kera	15,00	18	1	3	14,31	3,98	25,00	16,10	174,51	190,61	63,54

depth			K	α	β	Np	Ns	As	Qp	Qs	Qult	Qijin
(m)	Consistency	N cor	(t/m ²)					(m ²)	ton/m ²	ton/m ²	(ton)	SF=3 (ton)
25	au berpasir berkulit keras	15,00	18	1	3	14,31	3,98	25,00	16,10	174,51	190,61	63,54
25,5	au berpasir berkulit keras	14,07	18	1	3	14,38	4,17	25,50	16,18	182,95	199,13	66,38
26	au berpasir berkulit keras	14,46	18	1	3	14,54	4,37	26,00	16,35	191,58	207,94	69,31
26,5	au berpasir berkulit keras	14,38	18	1	3	14,47	4,55	26,50	16,28	200,18	216,47	72,16
27	au berpasir berkulit keras	14,77	18	1	3	14,67	4,74	27,00	16,51	208,97	225,48	75,16
27,5	au berpasir berkulit keras	14,69	18	1	3	14,78	4,92	27,50	16,62	217,73	234,35	78,12
28	au berpasir berkulit keras	15,06	18	1	3	14,79	5,10	28,00	16,64	226,67	243,31	81,10
28,5	au berpasir berkulit keras	14,98	18	1	3	14,62	5,27	28,50	16,45	235,58	252,02	84,01
29	au berpasir berkulit keras	14,45	18	1	3	14,36	5,42	29,00	16,16	244,22	260,38	86,79
29,5	au berpasir berkulit keras	13,92	18	1	3	14,15	5,56	29,50	15,92	252,61	268,53	89,51
30	au berpasir berkulit keras	13,40	18	1	3	13,76	5,69	30,00	15,47	260,75	276,22	92,07
30,5	au berpasir berkulit keras	14,00	18	1	3	13,47	5,83	30,50	15,15	269,18	284,33	94,78
31	au berpasir berkulit keras	13,00	18	1	3	13,48	5,94	31,00	15,17	277,13	292,29	97,43
31,5	au berpasir berkulit keras	13,00	18	1	3	13,60	6,05	31,50	15,30	285,07	300,37	100,12
32	au berpasir berkulit keras	14,00	18	1	3	13,80	6,17	32,00	15,53	293,51	309,03	103,01
32,5	au berpasir berkulit keras	14,00	18	1	3	14,30	6,29	32,50	16,09	301,95	318,04	106,01
33	au berpasir berkulit keras	15,00	18	1	3	14,90	6,42	33,00	16,76	310,89	327,65	109,22
33,5	mpung berpasir abu-abu	15,50	24	1	3	15,20	6,55	33,50	22,80	320,07	342,87	114,29
34	mpung berpasir abu-abu	16,00	24	1	3	15,60	6,69	34,00	23,40	329,50	352,90	117,63
34,5	mpung berpasir abu-abu	15,50	24	1	3	15,80	6,82	34,50	23,70	338,69	362,39	120,80
35	mpung berpasir abu-abu	16,00	30	1	3	16,00	6,95	35,00	30,00	348,12	378,12	126,04
35,5	pasir lanau abu-abu	16,00	30	1	3	16,20	7,07	35,50	30,38	357,56	387,93	129,31
36	pasir lanau abu-abu	16,50	32	1	3	16,50	7,20	36,00	33,00	367,25	400,25	133,42
36,5	pasir lanau abu-abu	17,00	32	1	3	16,70	7,33	36,50	33,40	377,18	410,58	136,86
37	pasir lanau abu-abu	17,00	34	1	3	17,00	7,46	37,00	36,13	387,11	423,24	141,08
37,5	pasir lanau abu-abu	17,00	34	1	3	17,20	7,59	37,50	36,55	397,05	433,60	144,53
38	pasir lanau abu-abu	17,50	34	1	3	17,30	7,72	38,00	36,76	407,24	444,00	148,00
38,5	pasir lanau abu-abu	17,50	34	1	3	17,40	7,84	38,50	36,98	417,42	454,40	151,47
39	pasir lanau abu-abu	17,50	34	1	3	17,60	7,96	39,00	37,40	427,61	465,01	155,00
39,5	ung lanau putih kekinin	17,50	22	1	3	17,70	8,08	39,50	24,34	437,80	462,14	154,05
40	ung lanau putih kekinin	18,00	20	1	3	17,80	8,21	40,00	22,25	448,24	470,49	156,83
40,5	ung lanau putih kekinin	18,00	20	1	3	17,90	8,33	40,50	22,38	458,68	481,06	160,35
41	ung lanau putih kekinin	18,00	20	1	3	18,10	8,44	41,00	22,63	469,12	491,75	163,92
41,5	ung lanau putih kekinin	18,00	20	1	3	18,20	8,56	41,50	22,75	479,57	502,32	167,44
42	ung lanau putih kekinin	18,50	20	1	3	18,40	8,67	42,00	23,00	490,26	513,26	171,09
42,5	ung lanau putih kekinin	18,50	20	1	3	18,60	8,79	42,50	23,25	500,95	524,20	174,73
43	ung lanau putih kekinin	19,00	20	1	3	18,90	8,90	43,00	23,63	511,89	535,52	178,51
43,5	ung lanau putih kekinin	19,00	20	1	3	19,10	9,02	43,50	23,88	522,84	546,71	182,24
44	ung lanau putih kekinin	19,50	20	1	3	19,40	9,14	44,00	24,25	534,03	558,28	186,09
44,5	ung lanau putih kekinin	19,50	20	1	3	19,60	9,25	44,50	24,50	545,22	569,72	189,91
45	ung lanau putih kekinin	20,00	20	1	3	19,80	9,37	45,00	24,75	556,66	581,41	193,80
45,5	ung lanau putih kekinin	20,00	20	1	3	19,90	9,49	45,50	24,88	568,10	592,98	197,66
46	ung lanau putih kekinin	20,00	20	1	3	20,00	9,60	46,00	25,00	579,55	604,55	201,52
46,5	ung lanau putih kekinin	20,00	20	1	3	20,00	9,71	46,50	25,00	590,99	615,99	205,33
47	ung lanau putih kekinin	20,00	20	1	3	20,00	9,82	47,00	25,00	602,44	627,44	209,15
47,5	ung lanau putih kekinin	20,00	20	1	3	20,00	9,92	47,50	25,00	613,88	638,88	212,96
48	ung lanau putih kekinin	20,00	20	1	3	20,00	10,03	48,00	25,00	625,33	650,33	216,78
48,5	ung lanau putih kekinin	20,00	20	1	3	20,00	10,13	48,50	25,00	636,78	661,78	220,59
49	ung lanau putih kekinin	20,00	20	1	3	20,00	10,23	49,00	25,00	648,23	673,23	224,41
49,5	ung lanau putih kekinin	20,00	20	1	3	20,00	10,33	49,50	25,00	659,68	684,68	228,23
50	ung lanau putih kekinin	20,00	20	1	3	20,00	10,42	50,00	25,00	671,13	696,13	232,04

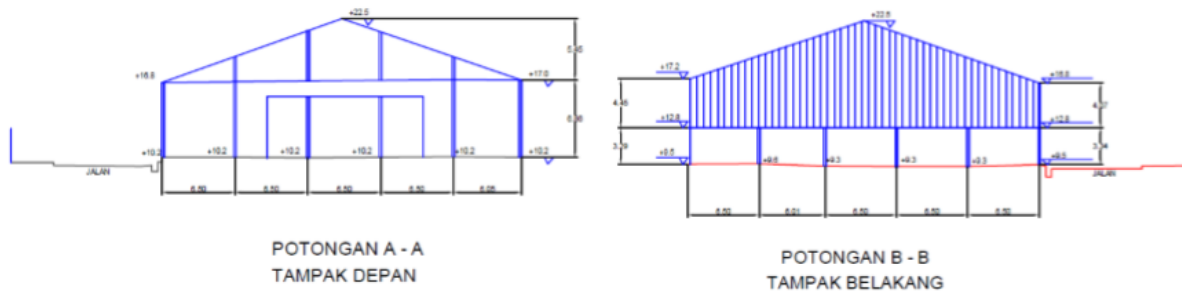
Gambar I. 1 Spesifikasi Tiang Pancang Persegi

PRESTRESSED CONCRETE SQUARE PILES SPECIFICATION									
Concrete Compressive Strength $f_c' = 42 \text{ MPa}$ (Cube 500 kg/cm ²)									
Size (mm)	Cross Section (cm ²)	Section Inertia (cm ⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile * (m)
					Crack (ton.m)	Ultimate (ton.m)			
250 x 250	625	32,552	156	A	2.29	3.46	81.40	28.10	6 - 10
				B	2.52	4.33	79.62	34.80	6 - 11
				C	2.78	5.19	77.92	41.30	6 - 11
				D	3.64	5.19	118.59	35.40	6 - 11
300 x 300	900	67,500	225	A	3.64	5.19	118.59	35.40	6 - 11
				B	3.98	6.23	116.76	42.20	6 - 11
				C	4.48	7.47	114.66	50.20	6 - 12
				D	4.92	9.34	111.60	61.90	6 - 12
350 x 350	1,225	125,052	306	A	5.33	6.57	163.98	38.60	6 - 11
				B	6.07	8.72	160.68	50.90	6 - 12
				C	6.63	10.90	157.45	63.10	6 - 12
				D	7.30	13.08	154.32	75.00	6 - 13
400 x 400	1,600	213,333	400	A	7.89	9.96	213.96	51.40	6 - 12
				B	8.71	12.45	210.60	63.80	6 - 12
				C	9.51	14.95	207.32	76.00	6 - 13
				D	11.82	22.42	198.01	111.60	6 - 14
450 x 450	2,025	341,719	506	A	11.17	14.01	270.98	64.30	6 - 12
				B	12.10	16.81	267.61	76.80	6 - 13
				C	13.01	19.62	264.30	89.10	6 - 13
				D	14.78	25.22	257.88	113.30	6 - 14
500 x 500	2,500	520,833	625	A	15.16	18.68	335.12	77.30	6 - 13
				B	16.19	21.79	331.72	89.90	6 - 13
				C	17.21	24.91	328.38	102.20	6 - 14
				D	18.22	28.02	325.09	114.50	6 - 14

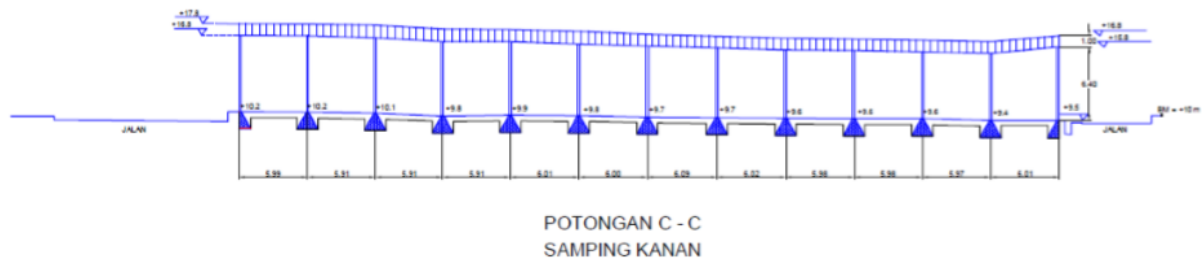
Note : *) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position



Gambar I. 2 Layout Pengukuran Gudang



Gambar I. 3 Hasil Pengukuran pada Potongan A-A dan Potongan B-B



Gambar I. 4 Hasil Pengukuran pada Potongan C-C

Tabel I. 3 Tabel Titik Borlog BH-1

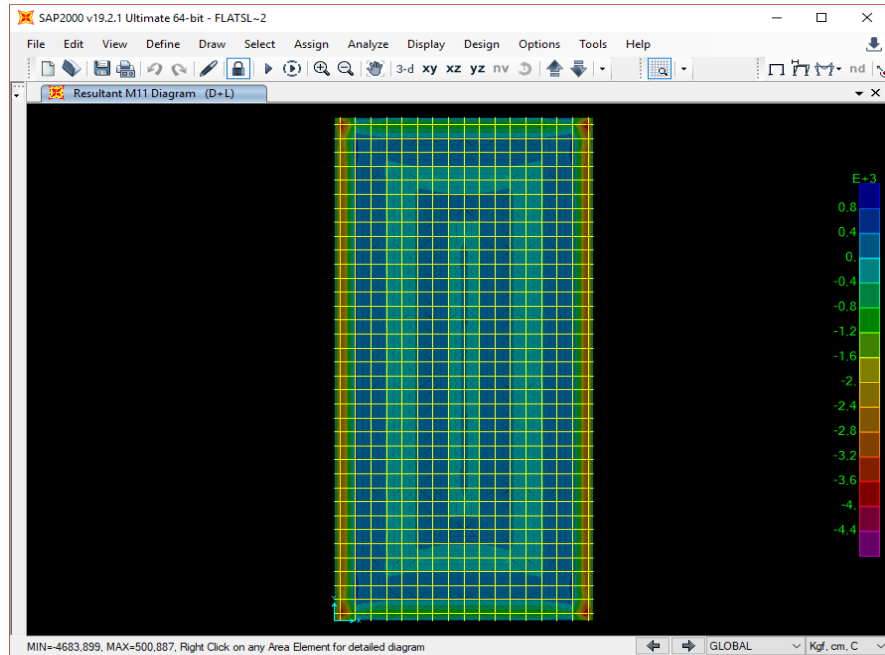
DEPTH (m)	BORE LOG	Standard Penetration Test (SPT) N / 30 cm	DESCRIPTION	COLOUR	SPT Value Depth sample (Blow / 30 cm)	Grain Size Analysis (%)				Physical Properties				
						Gravel (%)	Sand (%)	Silt (%)	Clay (%)	Water Content (%)	Dry Density (γ_d) (g/cm^3)	Specific Gravity G _s	Porosity e	Void Ratio e
0														
1		10	Urugan Batu Kapur	Putih	4 + 5 + 5 = 10 1.00 - 1.50 m	15.82	63.34	6.32	14.52	19.46	1.673	2.653	0.341	0.516
2														
3														
4		1			0 + 1 + 0 = 1 4.00 - 4.50 m	2.60	5.21	51.07	41.13	76.85	0.791	2.624	0.669	2.017
5														
6														
7		1			0 + 1 + 0 = 1 7.00 - 7.50 m	0.46	12.51	53.10	33.93	65.49	0.805	2.632	0.692	2.250
8														
9														
10		1	Lanau Kelempungan		0 + 1 + 0 = 1 10.00 - 10.50 m	0.14	1.18	53.12	45.56	82.44	0.755	2.616	0.683	2.156
11														
12														
13		1			0 + 1 + 0 = 1 13.00 - 13.50 m	0.00	1.56	55.38	43.05	80.51	0.799	2.622	0.679	2.111
14														
15														
16		2		Abu-abu	0 + 1 + 1 = 2 16.00 - 16.50 m	0.00	0.47	52.52	47.02	75.44	0.756	2.588	0.661	1.982
17														
18														
19		2	Lanau Kelempungan sedikit Pasir dan kulit kerang		0 + 1 + 1 = 2 19.00 - 19.50 m	0.20	0.86	52.04	46.90	70.44	0.781	2.612	0.648	1.840
20														
21														
22		12			3 + 5 + 7 = 12 22.00 - 22.50 m	0.11	0.45	53.66	45.77	80.34	0.778	2.604	0.677	2.092
23			Lanau Kelempungan											
24														
25		16			4 + 7 + 8 = 15 25.00 - 25.50 m	0.00	1.12	57.38	41.50	88.30	0.748	2.613	0.698	2.307
26														
27														
28		16	Lanau Kelempungan dengan Pasir dan kulit kerang		5 + 8 + 10 = 18 28.00 - 28.50 m	0.25	1.30	53.92	44.53	78.65	0.824	2.621	0.673	2.062
29														
30														
31		18			4 + 6 + 7 = 13 31.00 - 31.50 m	0.11	0.84	58.26	40.79	83.78	0.791	2.606	0.686	2.185

DEPTH (m)	BORE LOG	Standard Penetration Test (SPT) N / 30 cm	DESCRIPTION	COLOUR	S P T Value Depth sample (Blow / 30 cm)	Grain Size Analysis (%)				Physical Properties						
						Gravel (%)	Sand (%)	Silt (%)	Clay (%)	Water	Dry Density	Specific	Porosity	Void		
										Content (%)	(γ_d) (g/cm ³)	Gravity G _s	n	Ratio e		
30		13	Lanau Kelempungan dengan Pasir dan kulit kerang	Abu-abu	4 + 6 31.00 + 7 - 31.50 - 13 m	0.11	0.84	58.26	40.79	83.78	0.791	2.608	0.686	2.185		
31		16	Lanau Kepasiran		4 + 7 34.00 + 9 - 34.50 - 16 m	3.60	68.70	27.71	0.00	36.99	1.193	2.639	0.499	0.994		
32		15	Pasir Kelanauan		4 + 8 37.00 + 11 - 37.50 - 19 m	0.34	61.58	38.08	0.00	17.02	1.684	2.649	0.311	0.451		
33																
34																
35																
36																
37																
38																
39																
40			21	Lanau Kelempungan	Putih Kuning	5 + 9 40.00 + 12 - 40.50 - 21 m	0.18	37.14	36.88	23.80	70.95	0.880	2.635	0.652	1.870	
41																
42																
43		23					6 + 9 43.00 + 14 - 43.50 - 23 m	0.00	0.80	55.71	43.49	51.93	1.056	2.650	0.579	1.376
44																
45																
46		25					6 + 10 46.00 + 15 - 46.50 - 25 m	0.00	0.72	53.90	45.38	60.42	0.972	2.589	0.610	1.564
47																
48																
49		25			6 + 11 49.00 + 14 - 49.50 - 25 m	0.00	0.38	55.32	44.30	54.35	1.058	2.585	0.584	1.405		
50																

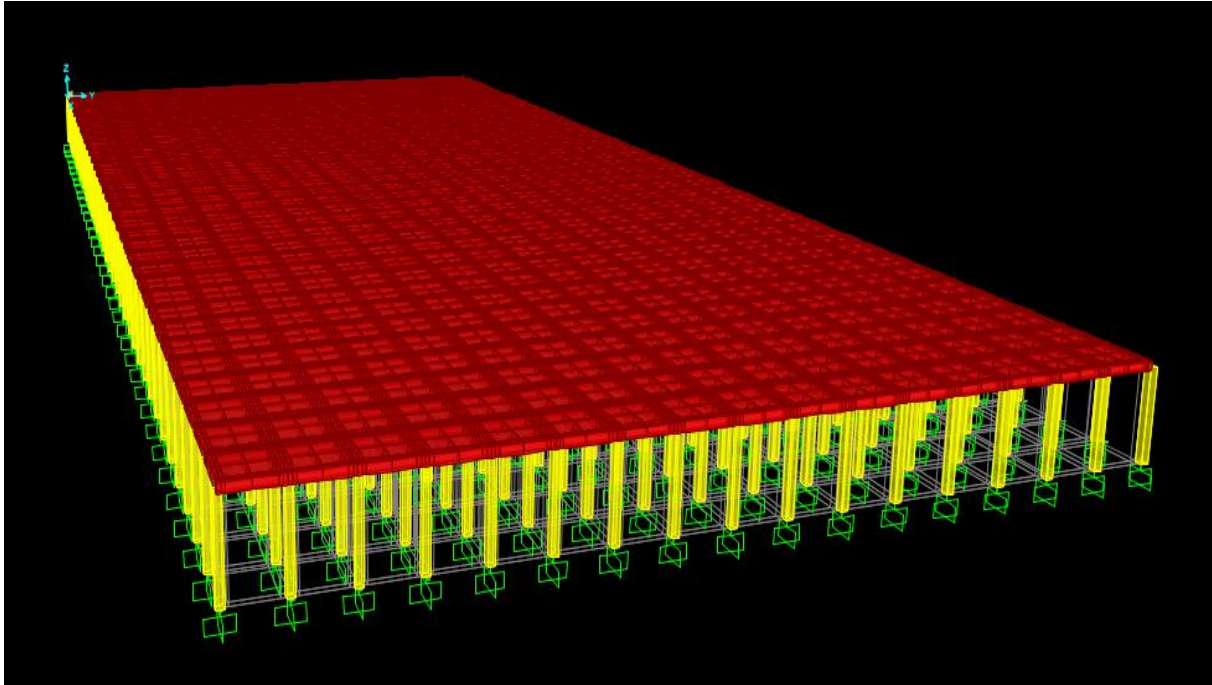
Tabel I. 4 Tabel Resume Parameter Mekanis Tanah

DEPTH (m)	Mechanical Properties									
	Vane shear test C _u kg/cm ²	Unconfined Test q _u kg/cm ²	Direct Shear Test		Oedometer Test			Atterberg Test		
			σ' kg/cm ²	φ (°)	σ _v ' (g/cm ²)	C _o	C _v cm ² /s	LL %	PL %	IP %
0										
1	0.560	0.40	0.28	19				66.64	26.21	40.43
2										
3										
4	0.200	0.43	0.32	16				77.66	35.14	42.52
5										
6										
7	0.030	0.32	0.30	17	1.090	0.869	5.40E-03	78.57	37.17	41.40
8										
9										
10	0.050	0.26	0.34	14				82.43	37.10	45.33
11										
12										
13	0.080	0.31	0.33	15	1.003	0.632	7.90E-03	79.79	36.41	43.38
14										
15										
16	0.090	0.27	0.39	7				84.26	35.27	48.99
17										
18										
19	0.110	0.29	0.37	11	1.513	0.768	6.70E-04	80.56	34.11	46.45
20										
21										
22	0.210	0.28	0.40	6				85.62	36.19	49.43
23										
24										
25	0.630	0.25	0.36	12	2.077	0.693	4.80E-04	83.67	37.20	46.47
26										
27										
28	0.750	0.32	0.35	13				80.55	36.35	44.21
29										
30										
31	0.620	0.30	0.38	10	2.544	0.662	5.80E-04	84.64	37.08	47.56

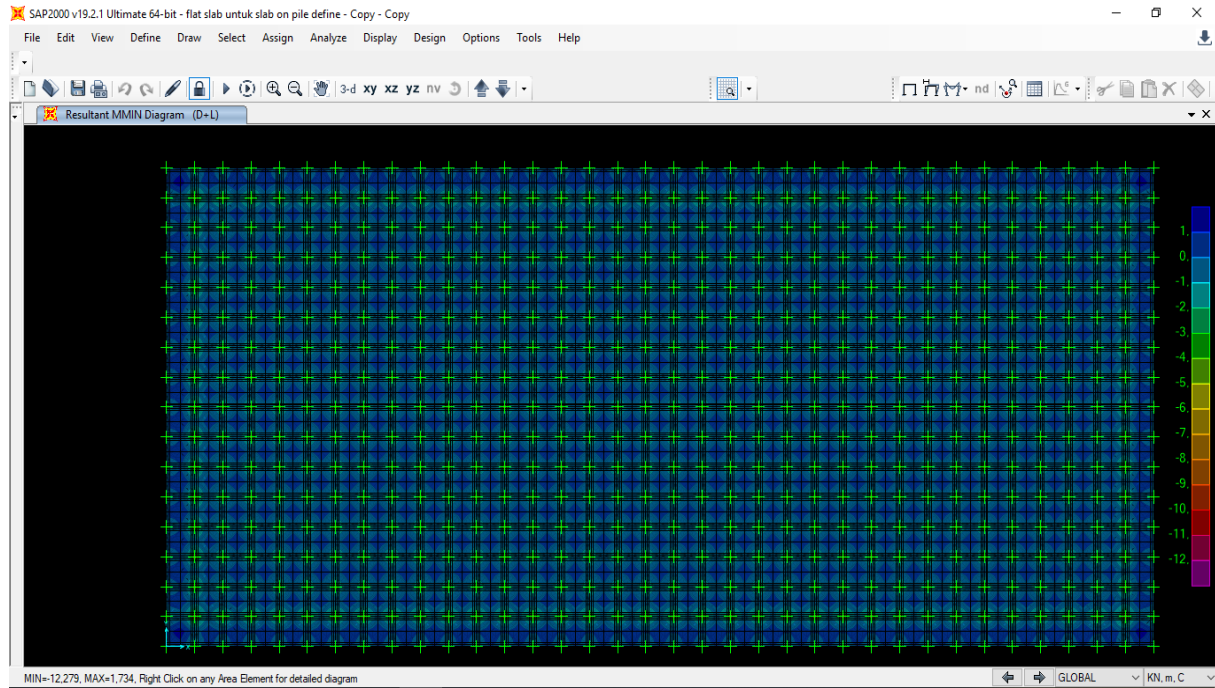
DEPTH (m)	Mechanical Properties									
	Vane shear test Cu kg/cm ²	Unconfined Test qu kg/cm ²	Direct Shear Test		Oedometer Test			Atterberg Test		
			c' kg/cm ²	φ (°)	σc' (gr/cm ³)	Cc	Cv	LL %	PL %	IP %
30	0.620	0.30	0.38	10				84.64	37.08	47.56
31										
32										
33	0.780		0.25	21				NON PLASTIS		
34										
35										
36	0.840		0.27	20				NON PLASTIS		
37										
38										
39	1.012	0.32	0.29	18				73.64	34.17	39.46
40										
41										
42	1.150	0.33	0.39	9				78.45	31.31	47.14
43										
44										
45	1.280	0.36	0.40	8				81.57	33.07	48.50
46										
47										
48	1.209	0.40	0.41	7				80.52	32.32	48.20
49										
50										



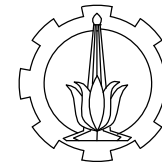
Gambar I. 5 Kontur Momen Akibat Beban Mati dan Tambahan ($M_{mx} = 45,561 \text{ kNm}$)



Gambar I. 6 Permodelan Slab On Pile dengan Program SAP2000



Gambar I. 7 Hasil Output Momen pada Pelat Lantai



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

ALTERNATIF PERENCANAAN
PERBAIKAN STRUKTUR PONDASI
PADA GUDANG NO.3 PT.AKR
CORPORINDO TBK DI
MARGOMULYO

Dosen Pembimbing

Musta'in Arif, ST., MT
Trihanyndio Rendy Satrya, ST., MT

Keterangan

Revisi	Tanggal	Catatan

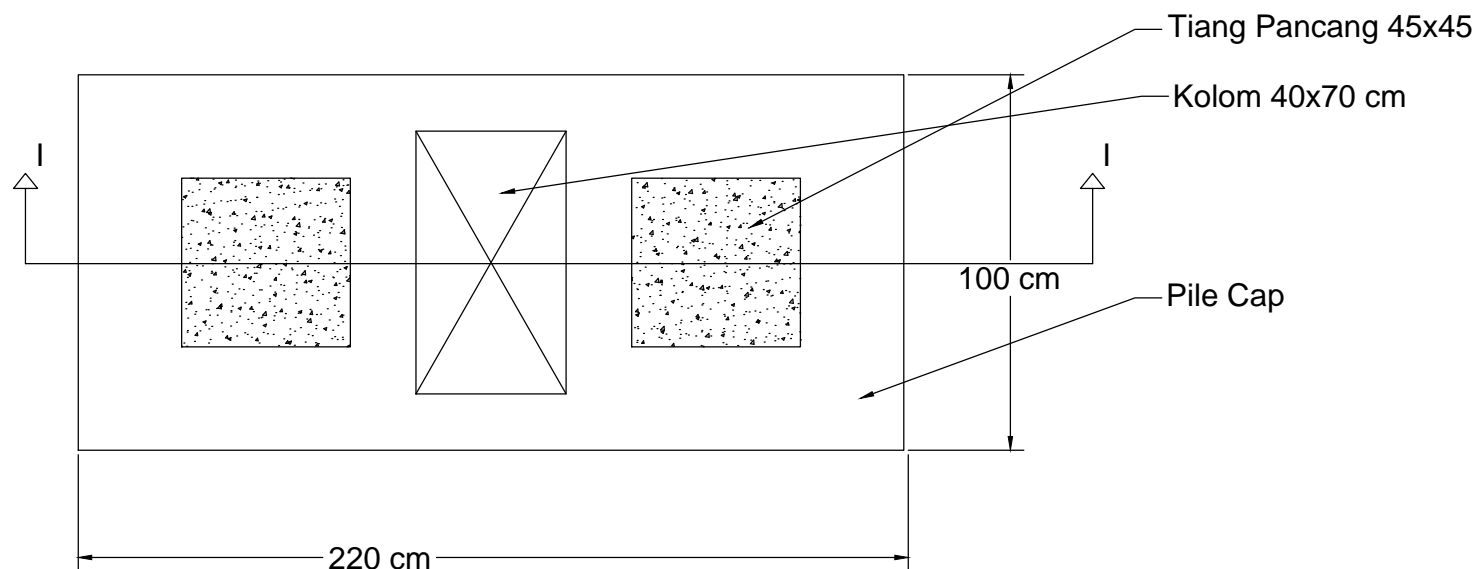
Nama & NRP Mahasiswa

Dyah Rahmawati
03111440000018

Nama Gambar

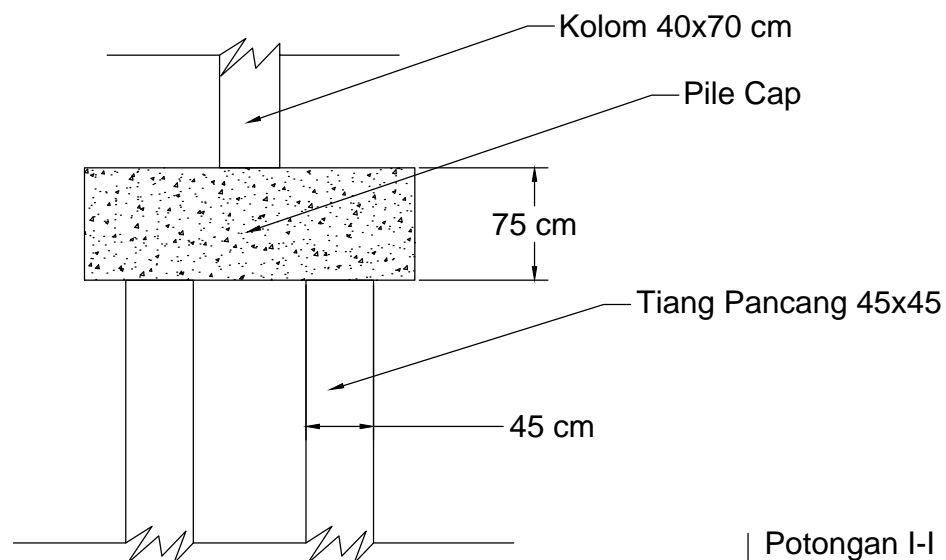
Perencanaan Pondasi untuk Area
Tepi Gudang

No. Gambar	Halaman
1	



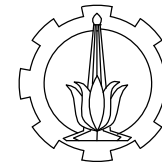
Layout Tiang Pancang

Skala 1:20



Potongan I-I

Skala 1:50



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

ALTERNATIF PERENCANAAN
PERBAIKAN STRUKTUR PONDASI
PADA GUDANG NO.3 PT.AKR
CORPORINDO TBK DI
MARGOMULYO

Dosen Pembimbing

Musta'in Arif, ST., MT
Trihanyndio Rendy Satrya, ST., MT

Keterangan

Revisi	Tanggal	Catatan

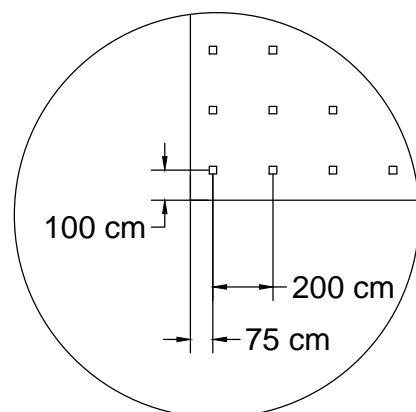
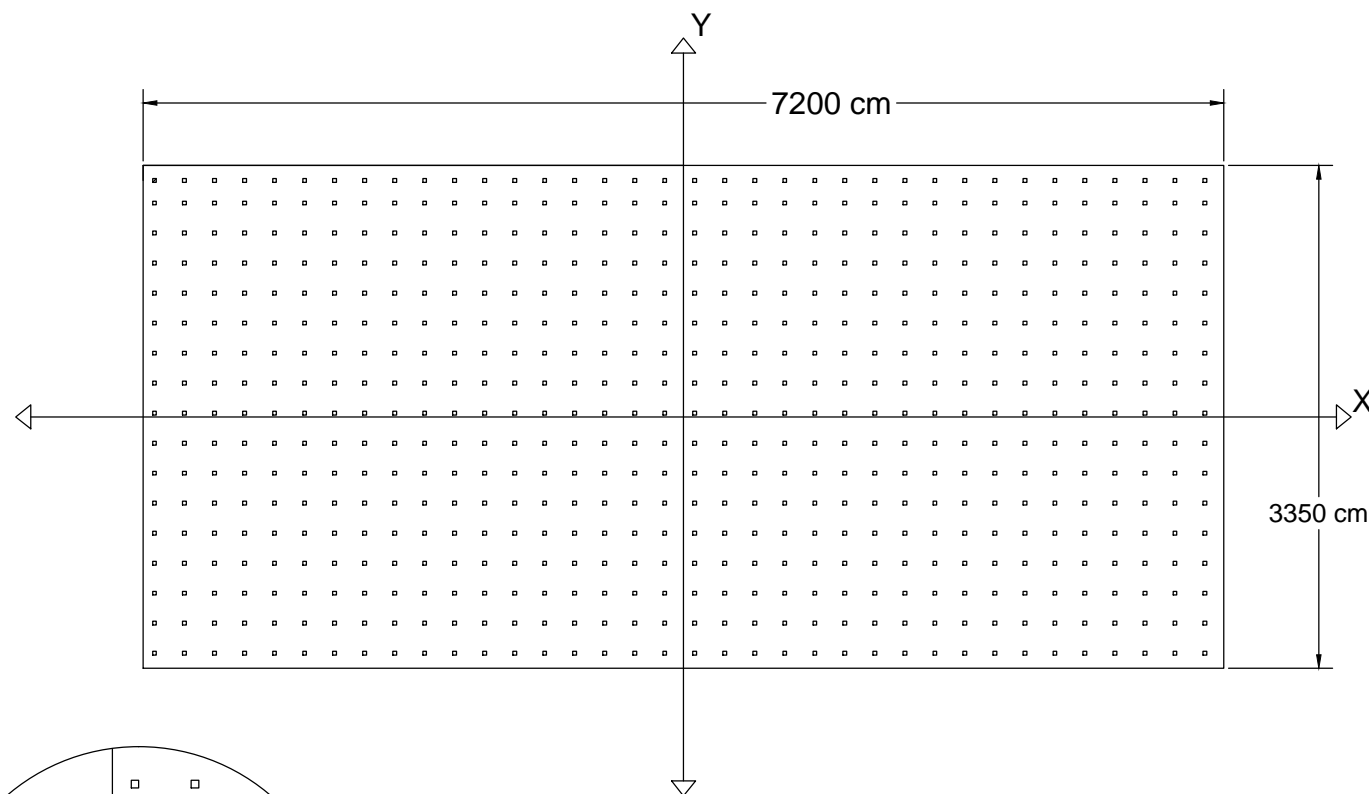
Nama & NRP Mahasiswa

Dyah Rahmawati
03111440000018

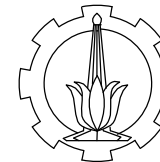
Nama Gambar

Perencanaan Pondasi untuk Area
Tengah Gudang

No. Gambar	Halaman
1	



Layout Tiang Pancang
Skala 1:500



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

ALTERNATIF PERENCANAAN
PERBAIKAN STRUKTUR PONDASI
PADA GUDANG NO.3 PT.AKR
CORPORINDO TBK DI
MARGOMULYO

Dosen Pembimbing

Musta'in Arif, ST., MT
Trihanyndio Rendy Satrya, ST., MT

Keterangan

Revisi	Tanggal	Catatan

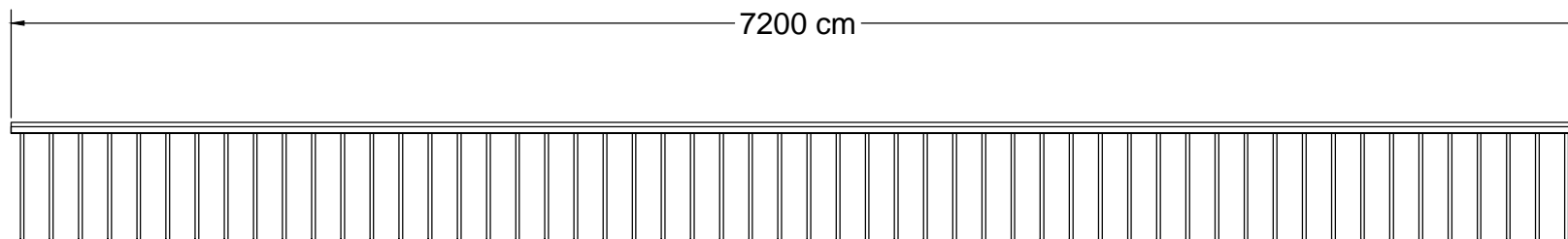
Nama & NRP Mahasiswa

Dyah Rahmawati
03111440000018

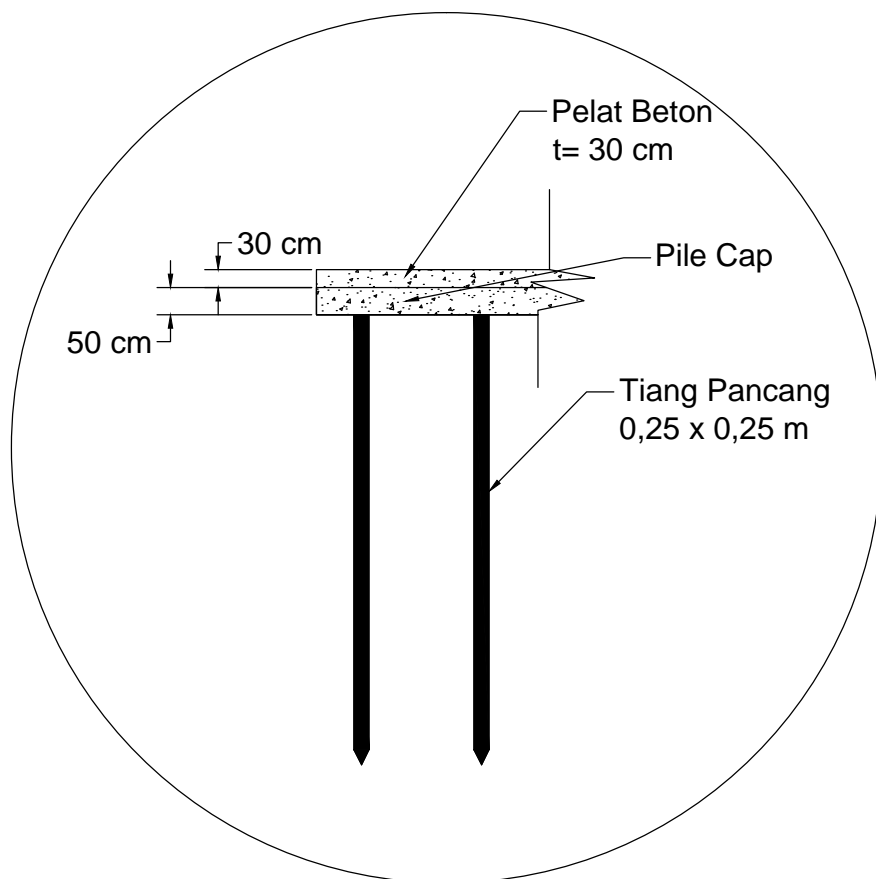
Nama Gambar

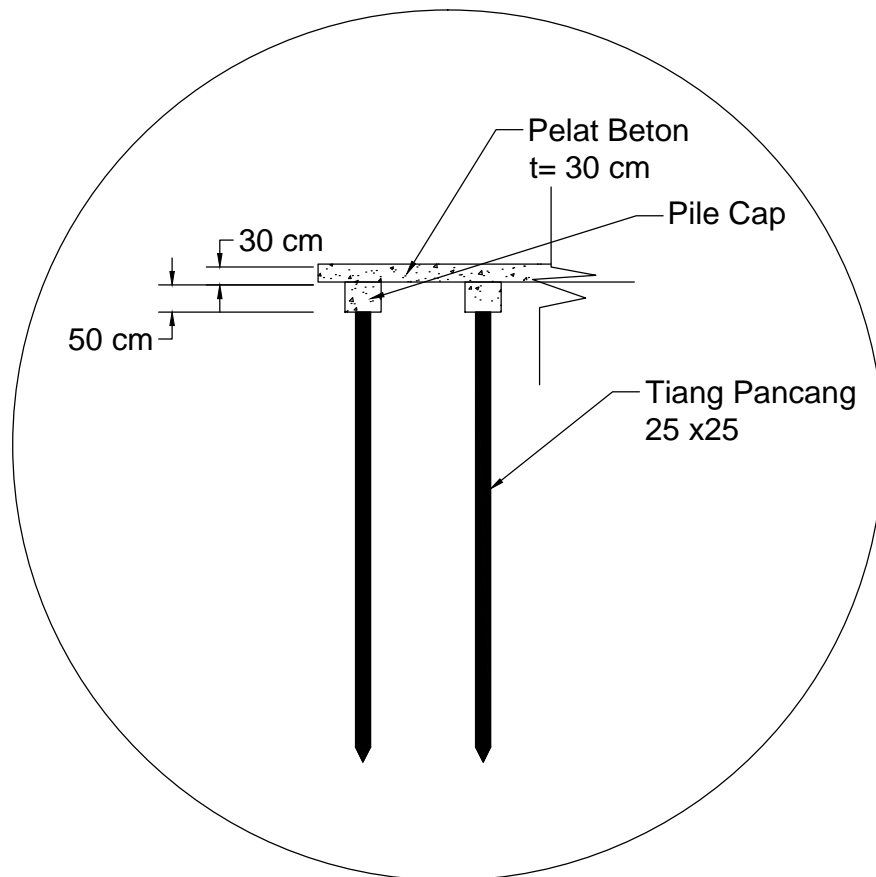
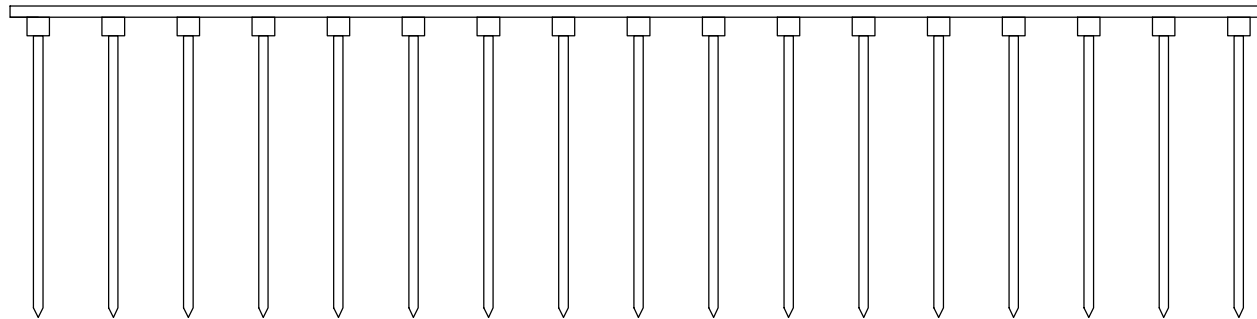
Potongan Memanjang
Perencanaan Pondasi untuk Area
Tengah Gudang

No. Gambar	Halaman
1	



Potongan Memanjang
Skala 1:500





Potongan Melintang

Skala 1:200



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

ALTERNATIF PERENCANAAN
PERBAIKAN STRUKTUR PONDASI
PADA GUDANG NO.3 PT.AKR
CORPORINDO TBK DI
MARGOMULYO

Dosen Pembimbing

Musta'in Arif, ST., MT
Trihanyndio Rendy Satrya, ST., MT

Keterangan

Revisi	Tanggal	Catatan

Nama & NRP Mahasiswa

Dyah Rahmawati
03111440000018

Nama Gambar

Potongan Melintang Perencanaan
Pondasi untuk Area Tengah
Gudang

No. Gambar	Halaman
1	

1

BIODATA PENULIS



Dyah Rahmawati, lahir di Klaten pada tanggal 24 September 1996, merupakan anak kelima dari lima bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD N 2 Jambeyan (Klaten), SMP Negeri 4 Karanganom (Klaten), SMA N 1 Karanganom (Klaten). Pada tahun 2014, penulis diterima di Departemen Teknik Sipil, Institut Teknologi Sepuluh Nopember program studi S1 melalui jalur SNMPTN dan terdaftar dengan NRP 03111440000018. Di jurusan Teknik Sipil ini penulis mengambil bidang studi Geoteknik.

Selama masa perkuliahan, penulis aktif mengikuti berbagai kepanitiaan dan organisasi di bidang kemahasiswaan antara lain menjadi pengurus HMS (Himpunan Mahasiswa Sipil) sebagai anggota divisi CITRA. Bagi penulis merupakan suatu rasa syukur dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dan berharap Tugas Akhir ini dapat bermanfaat. Bagi pembaca yang ingin mengirimkan kritik ataupun saran kepada penulis, dapat menghubungi penulis melalui di dyah.rahmaw24@gmail.com